

Ermittlung des Tragverhaltens einer schiefen Brücke durch Modellversuch

Von Baurat Dr.-Ing. Helmut Vogt, Eckernförde

DK 624.21.036.2.001.5 Modellversuche an schiefen Brücken

Tragwerk

Zuge des Neubaus der Landstraße II. O. Neukirchen-Humpen nahe der deutsch-dänischen Grenze, war eine Straßenbrücke (Kl. 30) erforderlich. Die Konstruktion der Brücke geht aus Bild 1 hervor; sie ist ein links schiefes System mit einer Brückenachse, die die Schmale unter einem Winkel von 55° schneidet. Zwei Plattenbalken bilden das Tragwerk des Überbaus. Um eine geringe Bauhöhe im Scheitel zu erhalten, wurde für das statische System ein frei aufliegender Einfeldträger mit Gegengewichten gewählt. Für die Verkehrslast schufen die Tragwerke täglich hergestellte Auflager am Ende der Kragarme einen durchlaufenden Träger.

Der Brückenbau wurde in der Längsrichtung nach dem System „Leonhardt“ voll vorgespannt, wobei die gesamte Vorspannung 1264 t betrug. Für die Quervorspannung der Fahrbahnplatte wurden Leoba-Spannglieder. Als Betongüte war gefordert für den Überbau B 450 und für die Widerlager B 225 bzw. B. 300. Der Vorspannstahl St. 145/160 stammte vom Hüttenwerk Rheinhausen.

Für die Berechnung von schiefwinkligen Plattenbalkenbrücken, anders als über das hier vorliegende System, ist kein Schrifttum vorhanden. Bei vorgespannten Konstruktionen ist jedoch die Ermittlung des wirklichen Tragverhaltens von besonderer Bedeutung. In vorliegenden Fällen wurden daher neben der Berechnung Modellversuche nach den Angaben des Verfassers durchgeführt.

Für die Berechnung wurde die Brücke rechtwinklig angenommen. Die beiden Plattenbalken wurden — für die Durchlaufwirkung — mit Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes — mit Berücksichtigung einer gegenseitigen Belastung, also ohne die Wirkung der Platte auf die Querverformung berechnet.

Das Modell

Für die Herstellung des Modells wurde das Tragsystem idealisiert. Die Abmessungen des Modells gehen aus Bild 2 hervor. Als Werkstoff für das Modell diente Trovidur. Der Werkstoff hatte sich bei entsprechenden Versuchen für andere schiefwinklige Brücken bereits bewährt; ebenfalls auf Grund früherer Erfahrungen ist das Modell durch Kleben zusammengebaut worden.

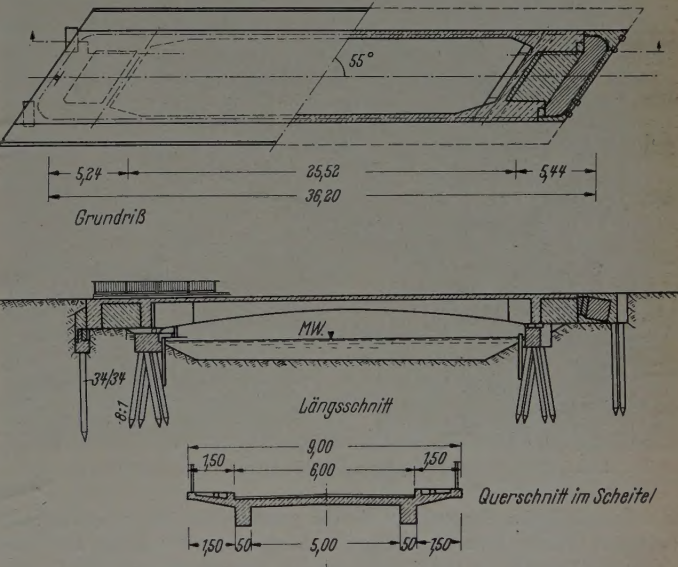


Bild 1. Grundriß, Längs- und Querschnitt der Brücke

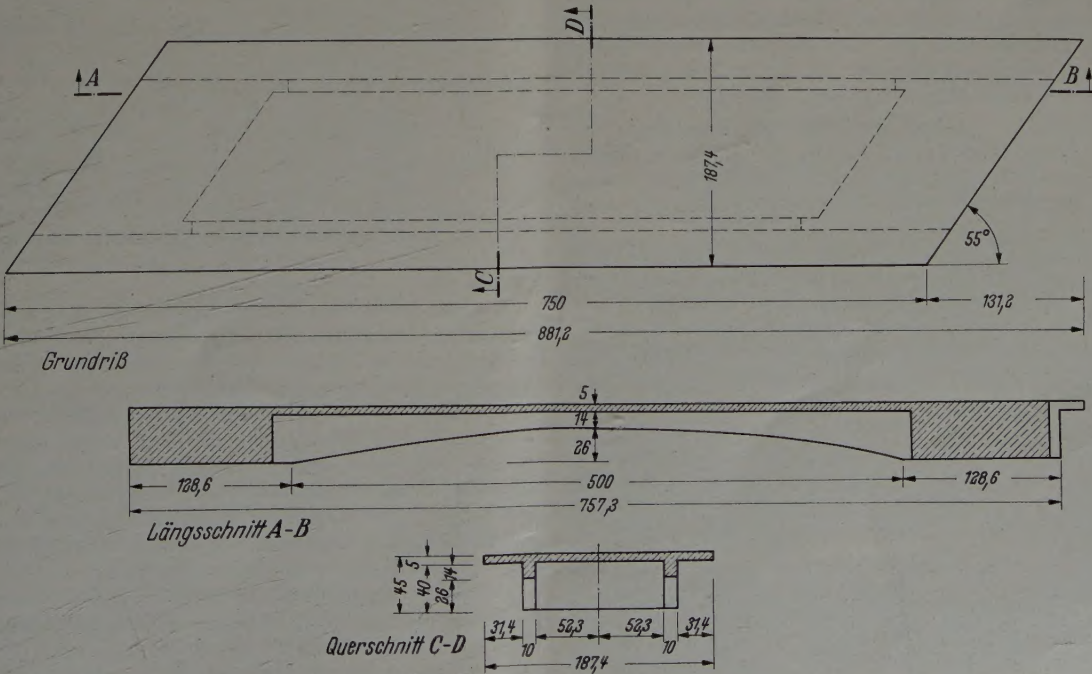


Bild 2. Grundriß, Längs- und Querschnitt des Modells

Der Modellmaßstab beträgt ungefähr 1 : 48. Dieser Maßstab ermöglichte die Verwendung gängiger Materialdicken. Trovidur ist ein homogener Kunststoff, der von der Dynamit Aktiengesellschaft, vorm. Alfred Nobel & Co., Troisdorf (Bez. Köln), hergestellt wird und hat folgende Kennwerte:

Zugfestigkeit	550 kg/cm ² (Kurzzeitwert 3 Min.)
Biegefestigkeit	1 100 kg/cm ² (Kurzzeitwert 3 Min.)
Druckfestigkeit	800 kg/cm ² (Kurzzeitwert 3 Min.)
Zugdauerstandfestigkeit	190 kg/cm ² (ruhend)
Biegewechselfestigkeit	170 kg/cm ² 10 ⁷ Lastspiele in 6 Std.
Elastizitätsmaß	30 000 kg/cm ² (aus der Biegung).

Oberhalb von 70° beginnt Trovidur zu erweichen. Der Werkstoff läßt sich leicht sägen und bohren. Weiter ist er klebbar und schweißbar. Zum Kleben dient nachchloriertes Polyvinylchlorid.

Die Firma Kunststofftechnik Walter Braasch, Hamburg-Altona, stellte das dargestellte Modell her. Alle Klebflächen mußten mit voller Fuge ausgeführt werden, um eine einwandfreie Schubübertragung bei Belastung zu sichern.

Zur Gewährleistung einer einwandfreien und waagerechten Lage

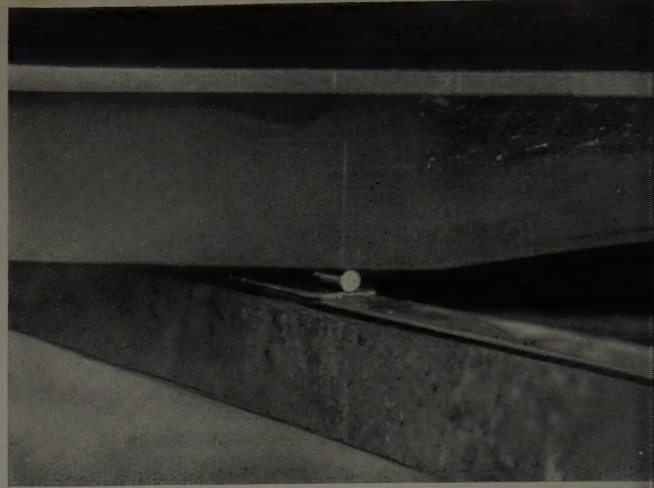


Bild 5. Rollenlager

mit einer Öse zum Anhängen der Gewichte versehen war. Um Abheben der Auflager zu verhindern, wurde das Modell bei Versuchen in den Ecken am Auflager vorbelastet.

Das Meßverfahren

Das vorliegende System ist verhältnismäßig steif. Es ist nicht möglich, wie bei anderen Systemen [1] von den Verformungskrümmungen auf die auftretenden inneren Kräfte zu schließen. Hier wurde daher ein vom Verfasser entwickeltes Verfahren (Bild 6) angewendet, das bereits vorher bei der statischen Bearbeitung eines anderen Bauwerkes erprobt worden war. Mit Hilfe eines Setzmessers bestimmte man die aus der Belastung auftretenden Dehnungen. Im vorliegenden Falle wurde ein Setzdehnungsmesser der Fa. C. Mahr, Eßlingen, benutzt, dessen Meßstrecke 20 mm beträgt. Ein besonders entwickeltes Verfahren ermöglichte es, zum Messen erforderlichen kleinen Stahlkugeln fest in dem Kunststoff anzubringen. Die Lage und Bezeichnung der Meß- und Lastungspunkte geht aus Bild 6 hervor.

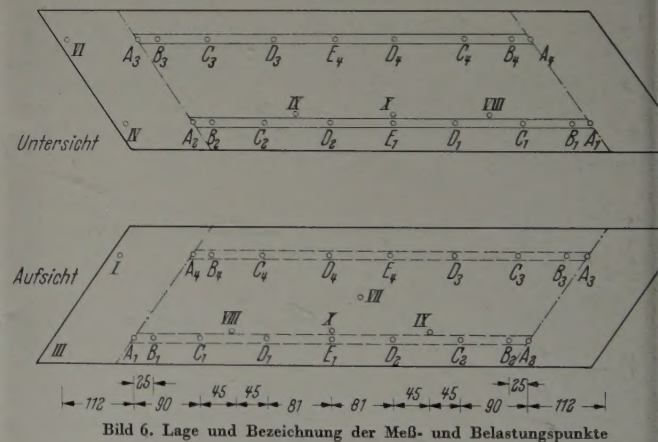


Bild 6. Lage und Bezeichnung der Meß- und Belastungspunkte

Ergebnisse

Zunächst wurde das Modell als Einfeldbalken mit beiderseitigen Kragarmen betrachtet. Als erstes untersuchte man den Einfluß der Rollenlager auf die Dehnungen und damit auf die Verteilung der Momente. Das System wurde hierzu durch eine Einzellast in den Punkten I und III bzw. in den Punkten IV und VII belastet. Die Rollenlager lagen einmal rechtwinklig zur Spannrichtung des Balkens und einmal schräg in Richtung der hinteren Abschlussskante, und zwar an der Seite, an der das Kragmoment eingeleitet wurde. Es zeigte sich, daß der Einfluß der Stellung der Lager auf die Momentenverteilung so gering war, daß er nicht festgestellt werden konnte.

Die Belastung des Punktes I oder III rief gleichgroße Dehnungen und damit auch gleiche Momente hervor. Das Kragmoment verhielt sich somit gleichmäßig auf beide Träger. Daher ist für die Größe des Kragmomentes nur die Last und der Abstand von der Auflagerlinie maßgebend.

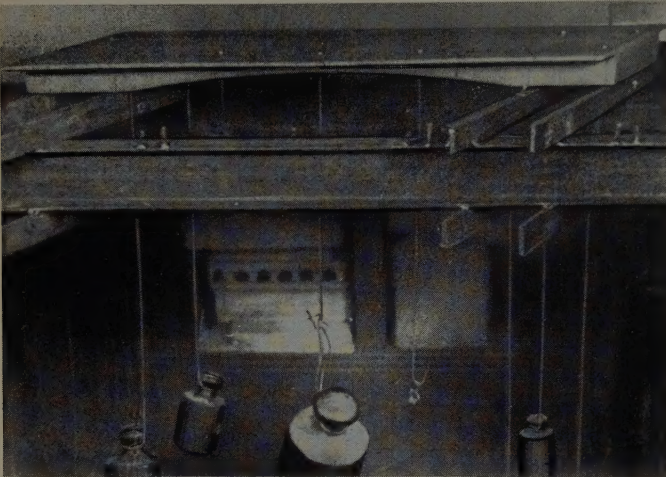


Bild 3. Versuchsaufbau (System: Durchlaufbalken, Modellage richtig)

des Modells beim Versuch wurde ein geschweißter Stahlrahmen angefertigt (Bilder 3 u. 4), und zwar so, daß das Modell in der richtigen und in der umgekehrten Lage (Fahrbahnplatte unten) aufgelagert und belastet werden konnte, da es leichter und auch genauer ist, die Messungen immer von oben auszuführen.

Auf der einen Seite wird das Bauwerk durch ein festes Lager bestimmter Länge, gebildet durch ein hochkant gestelltes Flacheisen, unterstützt. Am anderen Auflager liegt das Bauwerk auf 2 Rollen auf. Diese wurden modellmäßig nachgebildet (Bild 5).

Das Modell wurde in einzelnen Punkten durch angehängte Gewichte belastet. Hierzu war das Modell an verschiedenen Stellen durchbohrt. Durch die Bohrungen war ein Draht gesteckt, dessen oberes Ende durch Anschweißen eines Plättchens verdickt und unten

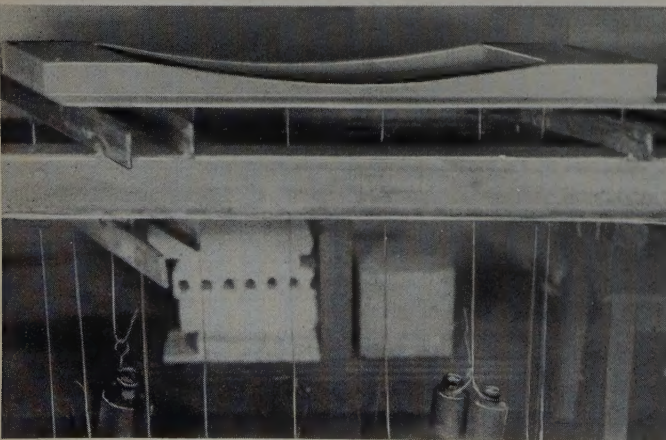
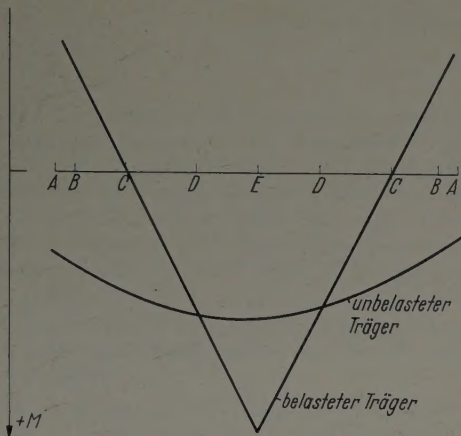


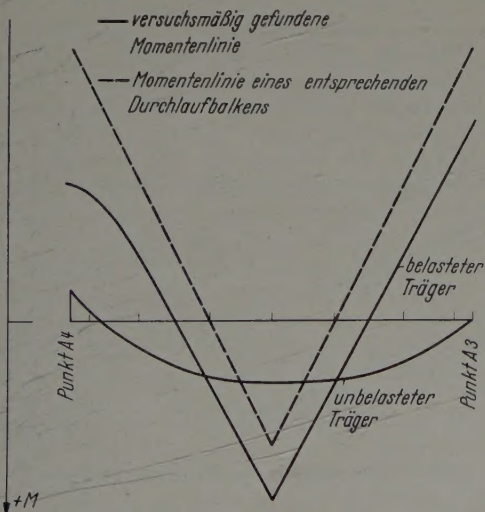
Bild 4. Versuchsaufbau (System: Durchlaufbalken, Modellage umgekehrt)

esonders bemerkenswert und aufschlußreich waren die Untersuchungen von Lastfällen, bei denen die Last einen Hauptträger mittelbar belastete. Als Beispiel werden hier die Ergebnisse bei Belastung des Punktes X angeführt. In Bild 7 sind die bei einer Lagerung als Balken auf zwei Stützen versuchsmäßig ermittelten Momentenlinien schematisch dargestellt. Die aussteifende Wirkung



7. Schematische Darstellung der versuchsmäßig ermittelten Momentenverteilung bei Belastung durch eine Einzellast im Punkt X am Balken auf zwei Stützen

voll massiven Kragarme bewirkt über den beiden Stützen ein negatives Moment. Da der Überbau auf beiden Seiten gelenkig gestützt ist, muß das negative Moment des unbelasteten Trägers ausreichen. Der Unterschied in der absoluten Größe ist eine Folge der Schiefe des vorliegenden Systems. Bei einem entsprechenden rechtwinkligen System müßten die absoluten Werte der positiven und der negativen Momente über der Stütze nach den zuverfügbaren Erkenntnissen über die Wirkung des Kragarms gleich sein. Der unbelastete Träger erhält nur positive Momente. Entsprechende Ergebnisse wurden bei Belastung der Punkte VIII und IX erhalten. Infolge der Schiefe erhält man einen Unterschied in den Momentenbildern für die Punkte VIII und IX. Dieselben Lastfälle wurden nun auch am Durchlaufbalken untersucht. Die Ergebnisse für den Punkt X sind in Bild 8 dargestellt.



8. Schematische Darstellung der versuchsmäßig ermittelten Momentenverteilung bei Belastung durch eine Einzellast in Punkt X am Durchlaufbalken

dem Bild erkennt man, daß die Wirkung eines Durchlaufbalkens sich nicht voll einstellt. Die gemessenen Feldmomente sind größer und die gemessenen Stützenmomente kleiner als die berechneten Werte. Entsprechende Ergebnisse wurden auch bei anderen Versuchen festgestellt. Den Einfluß der Schiefe erkennt man sehr deutlich durch Gegenüberstellung der Meßergebnisse für die Belastung der Punkte VIII und IX (Bild 9 und 10).

Die Untersuchungen lassen erhebliche Abweichungen des Tragverhaltens der Brücke von der Berechnung, besonders bei einseitiger Belastung, erkennen. Wie schon eingangs gesagt, blieb die Quersteifigkeit in der Berechnung unberücksichtigt. Die am Modell

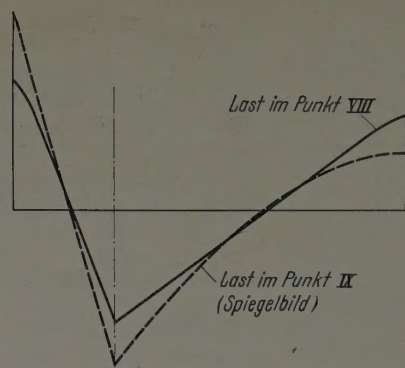


Bild 9. Gegenüberstellung der Momente des belasteten Hauptträgers am Durchlaufträger

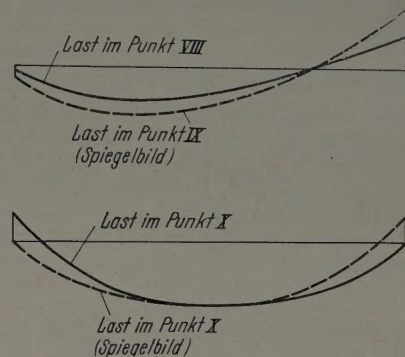


Bild 10. Gegenüberstellung der Momente des unbelasteten Hauptträgers am Durchlaufbalken

gewonnenen Erkenntnisse zeigen auch neben dem Einfluß der Schiefe auch die Wirkung des Kragarms und der Fahrbahnplatte auf die Quersteifigkeit. Bei der Bemessung des Bauwerkes wurden die gefundenen Abweichungen berücksichtigt.

Die Modelluntersuchungen ergaben, daß das angewandte Verfahren geeignet ist, die Tragverhältnisse bei entsprechenden Bauwerken zu klären. Die Messungen lassen sich bei Verwendung eingetübter Hilfskräfte schnell durchführen. Modelluntersuchungen rufen also keine Verzögerung der konstruktiven Bearbeitung eines Bauvorhabens hervor. Überdies ist das verwendete Verfahren geeignet, weitgehend die statische Berechnung zu ersetzen, ein Fall, der besonders bei solchen Systemen wichtig werden kann, deren zuverlässige Berechnung sehr schwierig und zeitraubend ist. Das fertige Bauwerk zeigt das Bild 11.

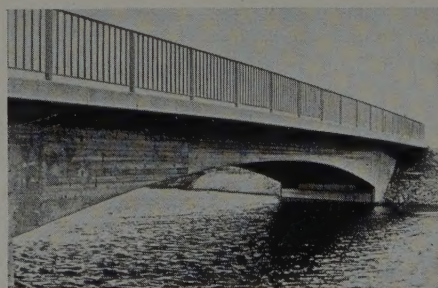


Bild 11. Brücke über die Schmale bei Nordmark

Die Brücke wurde von der Arbeitsgemeinschaft Max Giese, Stahlbetonbau G.m.b.H., Kiel, und Ingenieurbau Looft G.m.b.H., Wilster, nach einem Sondervorschlag der Firma Max Giese, in deren Händen auch die gesamte Entwurfsbearbeitung lag, ausgeführt und in statischer Hinsicht vom Verfasser geprüft.

Schrifttum:

- [1] Schmidt, E.: Modellversuche zur Bemessung von Baukonstruktionen, Schweizerische Bauzeitung 1949, Nr. 39.
Vogt, H.: Theoretische und experimentelle Untersuchungen an schiefwinkligen Plattenbrücken, Beton- und Stahlbetonbau 1953, H. 12.
Vogt, H.: Ermittlung der Momente in einer unregelmäßig geformten Platte, Bauwundschau 1953, Nr. 2.
Franz, G.: Die Brücke für die Umgehungsstraße Bacharach über die Eisenbahngleise der linken Rheinuferbahn, Der Bauingenieur 1954, H. 5.
Vogt, H.: Die statische Behandlung schiefwinkliger Brücken, Der Ingenieur 1955, Nr. 8.

Zum Schalungsdruck des Betons

Von Dr.-Ing. Heinz Muhs

Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Berlin

DK 69.057.5 Schalung

Früher habe ich über das Ergebnis von Schalungsdruckmessungen an einem durchgehenden 1,6 m breiten und 9 m hohen Meßstreifen in einem 4 m tiefen Massenbetonkörper in Bremen-Farge berichtet [1]. Die höchsten gemessenen Drücke lagen zwischen 2,6 und 3,15 t/m² und erscheinen im Vergleich zu den Werten, die bei derartigen Arbeiten meist angenommen werden, recht klein. Es seien deshalb jene Ergebnisse mit den Ergebnissen anderer Messungen verglichen.

1. Diagramm des Department of Main Roads, New South Wales

Das Department of Main Roads des Staates Neusüdwalles (Australien) verwendet zur Bestimmung des Schalungsdrucks seit einer Reihe von Jahren ein Diagramm [2] — im folgenden kurz DMR - Diagramm genannt —, das den in der Tiefe h (m) unter der jeweiligen Betonoberfläche auftretenden Druck s auf eine lotrechte Schalung in t/m² angibt, mit der Schüttgeschwindigkeit v (m/std) als Parameter (Bild 1 Linienzug ABC).

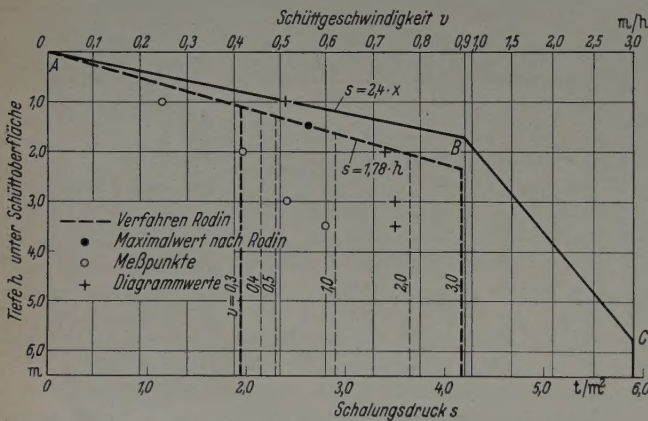


Bild 1. Diagramm des DMR zum Bestimmen des Schalungsdruckes

Das Diagramm beruht auf Messungen, die an Betonbauten mit verschiedenen Abmessungen, Schüttgeschwindigkeiten und Mischungsverhältnissen hauptsächlich in den Vereinigten Staaten von Nordamerika ausgeführt worden sind. Seine Benutzung und Bedeutung geht am besten aus den folgenden Beispielen hervor:

Es sei die bei einer Schüttgeschwindigkeit $v = 0,6$ m/std zu erwartende Verteilung des Schalungsdruckes zu bestimmen. Der Schnittpunkt der Senkrechten $v = 0,6$ m/std mit dem Linienzug ABC entspricht der Tiefe $h = 1,15$ m. Für alle höher liegenden Punkte folgt der Schalungsdruck der Linie AB derart, daß er senkrecht unter dem Schnittpunkt der jeweiligen Waagerechten durch die betrachtete Tiefe mit der Linie AB am unteren Maßstab abgelesen werden kann; für die Tiefe $h = 0,5$ m findet man z. B. $s = 1,25$ t/m². Für alle unterhalb 1,15 m Tiefe liegenden Punkte ist der Schalungsdruck konstant, nämlich $s = 2,8$ t/m². Bei einer Schüttgeschwindigkeit $v = 0,6$ m/std wird also angenommen, daß sich der Beton von $h = 1,15$ m ab infolge Erhärtens bereits selbst trägt.

Bei kleinerer Schüttgeschwindigkeit, z. B. 0,4 m/std, wird der Höchstdruck schon in einer Tiefe von 0,75 m erreicht; er ist $s = 1,88$ t/m². Ist die Schüttgeschwindigkeit jedoch größer als im ersten Fall, so sind die Tiefe, von der ab der Höchstdruck wirkt, und der Höchstdruck selbst entsprechend größer, z. B. wird bei $v = 0,8$ m/std $s = 3,75$ t/m² in einer Tiefe $h = 1,55$ m.

Der Schalungsdruck wird also allein durch die Schüttgeschwindigkeit bestimmt, wenn der Schnittpunkt der v - und h -Linien unterhalb des Linienzuges ABC liegt; andernfalls ist nur die Tiefe h maßgebend.

Der Teil AB des Linienzuges ABC entspricht der hydrostatischen Drucklinie einer Flüssigkeit vom Raumgewicht 2,4 t/m³, d. h. Betons, während der Teil BC der Drucklinie einer Flüssigkeit vom Raumgewicht 0,175 · 2,4 = 0,42 t/m³ folgt. Der Knickpunkt liegt in einer Tiefe $h = 1,75$ m. Der überhaupt mögliche größte Schalungsdruck kann bei einer praktisch denkbaren höchsten Schüttgeschwindigkeit $v = 3,0$ m/std in einer Tiefe von 5,8 m mit 5,9 t/m² erwartet werden.

Für gerüttelten Beton wird nach der DMR - Regel mit voll hydrostatischem Druck und einem Raumgewicht von 2,6 t/m³ rechnet.

Bei den Messungen an dem eingangs erwähnten Massenbetonkörper (Pumpbeton, W/Z-Wert 0,47, Zementanteil (Z 225) 492 kg, 2 kg Murasit-Zusatz, Außentemperatur 0 bis -3°C, Temperatur in Blockmitte während der Messung 4 bis 13°C) wurden die in Bild 2 dargestellten Seitendrücke gemessen. Bei Hinterfüllung einzelnen Schalungstafeln von 1 m Höhe traten in der zugehörigen

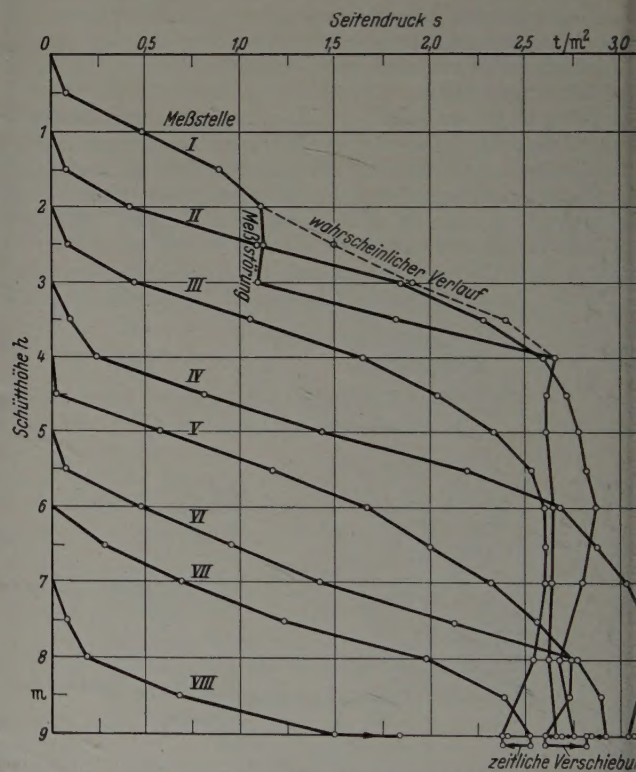


Bild 2. Gemessene Schalungsdrucke alter Meßstellen

und den darunterliegenden Tafeln, deren Auflagerdrücke durch Druckdosen gemessen wurden, die Seitendrücke auf, die die Tafel 3 jeweils gewählten Schraffur entsprechen. Wie ersichtlich ist, die Belastung einer Tafel noch eine Drucksteigerung in den darunterliegenden, zu den nächsten Platten gehörenden Aufpunkten hervor, während in den noch tiefer liegenden Meßstellen keine Veränderungen mehr auftraten. Eine Ausnahme bildet die Tafel 8, wo die Belastung auch in der dritten folgenden Meßstelle IV noch zunahm. Da jede Meßdose durch den Auflager der jeweils oberhalb und unterhalb liegenden Tafel belastet werden kann bei dem Abstand der Dosen von 1 m also gesagt werden, daß die Hinterfüllung einer Schalungstafel eine Steigerung des Schalungsdruckes bis zu einer Tiefe von min. 3 m bis max. 3,5 m unter der Betonoberfläche hervorgerufen hat, mit Ausnahme von Tafel

Tiefenwirkung min. 4 m und max. 4,5 m betrug. Der genaue Wert kann nicht genannt werden, da wegen der Abstützung von je 2 Platten auf eine Dose nicht völlig sicher ist, ob der bei

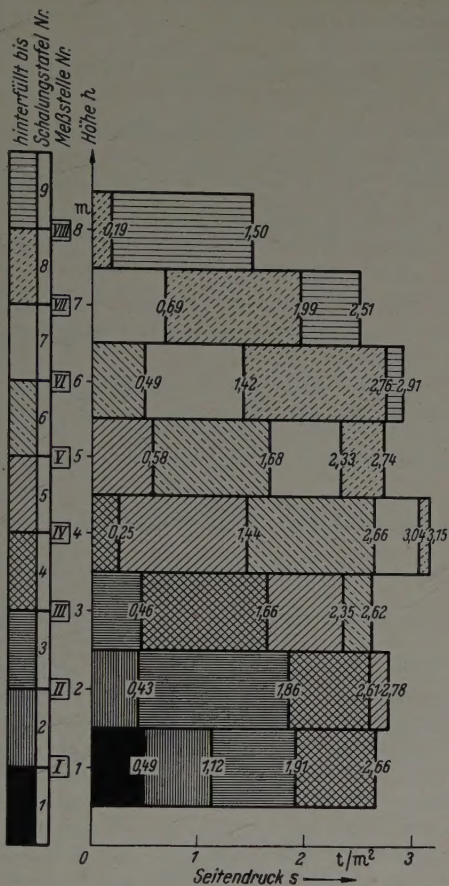


Bild 3. Verteilung der gemessenen Schalungsdrücke an den einzelnen Meßstellen für die verschiedenen Füllzustände

Die jeweils untersten noch beeinflussten Meßdose auftretende geringe Druckanstieg allein von der darüberliegenden Platte herrührt, er ob auch noch die darunterliegende Platte einen Beitrag gemacht hat. Letzteres ist bei der geringen Größe der gemessenen Drücke ($0,36 \text{ t/m}^2$ im Mittel) ziemlich unwahrscheinlich, doch soll die Grenze, bis zu der im vorliegenden Fall der Seitendruck beim Abfüllen des Betons noch zunahm, sicherheitshalber trotzdem mit $0,5 \text{ m}$ unter Betonoberfläche angenommen werden.

Die gemessenen Höchstdrücke lagen (s. Bild 3) zwischen $2,62$ und $3,15 \text{ t/m}^2$, wenn man von den nicht mehr voll, d. h. mit wenigstens einer Überschüttung belasteten Meßstellen VII und VIII absieht. Der Mittelwert betrug $2,81 \text{ t/m}^2$. Legt man den Schüttgeschwindigkeiten und Zeiten vom Beginn des Betonierens der zu der zu betrachtenden Meßstelle gehörigen oberen Platte bis zum Konstantwerden des Drückes zugrunde, so erhält man als Mittelwert eine Schüttgeschwindigkeit von $0,75 \text{ m/std}$. Aus dem DMR-Diagramm erhält man hier für von einer Tiefe von $1,45 \text{ m}$ ab einen konstanten Seitendruck von $3,5 \text{ t/m}^2$. Dieser Wert ist nur wenig ($0,35 \text{ t/m}^2$) größer als der gemessene Größtwerth von $3,15 \text{ t/m}^2$ und um $0,70 \text{ t/m}^2$ größer als der gemessene Mittelwert von $2,8 \text{ t/m}^2$. In Anbetracht der großen Fehl-schätzungen, die beim Veranschlagen des Schalungsdrucks vorkommen, ist dieser Unterschied recht klein.

Man kann die gleichen Untersuchungen auch für die Tiefen von 5 m , $2,5 \text{ m}$ und $1,5 \text{ m}$ durchführen, d. h. für die Seitendrücke, die unter 3 m , 2 m und 1 m Tiefe unter der Betonoberfläche gemessen wurden und infolge der Meßanordnung (s. oben) den Einfluß der Auflagerbelastung bis in $3,5 \text{ m}$, $2,5 \text{ m}$ und $1,5 \text{ m}$ enthielten. Hierzu sind die Meßwerte des betrachteten Punktes zunächst um den jeweiligen Anfangswert zu ermäßigen, der als Auflagerdruck der Schalungsaufnahme wirkt, die jeweils unterhalb des Meßpunktes liegt. Unter Berücksichtigung der Mittelwerte aller Platten aus Bild 3 ergibt sich dann der Belastungsverlauf nach Bild 4.

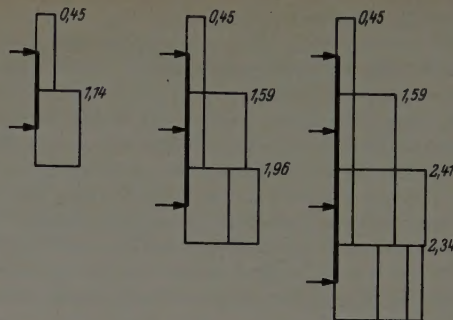


Bild 4. Mittlere Belastungen (E/m^2) für 1 m, 2 m, 3 m Schütthöhe

Die Schüttgeschwindigkeiten und die gemessenen Seitendrücke sind in Tafel I, II und III für die einzelnen Meßstellen zusammengestellt. Zum Vergleich sind die gemäß den Schüttgeschwindigkeiten aus dem DMR-Diagramm entnommenen Werte und ihr Unterschied gegenüber den Meßwerten in die letzte Spalte der Tafeln eingetragen. Die Mittelwerte der Messungen sind bei den entsprechenden Tiefen des Bildes 1 als Kreise dargestellt, während die nach dem DMR-Diagramm anzunehmenden Seitendrücke bei den entsprechenden Schüttgeschwindigkeiten und Tiefen als Kreuze gekennzeichnet sind. Der Unterschied der zu den Kreisen und Kreuzen gehörigen Seitendrücke entspricht dem mittleren Unterschied von Meß- und Rechenwert in den Tafeln I bis III.

Tafel I. Schütthöhe 3 m.

Meßstelle	Schüttgeschwindigkeit m/std	Meßwert t/m^2	DMR-Wert t/m^2	Differenz t/m^2
I	0,61	2,17	2,85	— 0,68
II	0,69	2,35	3,23	— 0,88
III	0,82	2,16	3,83	— 1,67
IV	0,90	2,79	4,20	— 1,41
V	0,84	2,16	3,93	— 1,77
VI	0,64	2,42	3,00	— 0,58
Mittelwert	0,75	2,34	3,51	— 1,17

Tafel II. Schütthöhe 2 m.

I	0,57	1,42	2,67	— 1,25
II	0,63	2,18	2,95	— 0,77
III	0,77	1,89	3,60	— 1,71
IV	0,89	2,41	4,15	— 1,74
V	0,92	1,75	4,30	— 2,55
VI	0,80	2,27	3,75	— 1,48
VII	0,56	1,82	2,63	— 0,81
Mittelwert	0,73	1,96	3,43	— 1,47

Tafel III. Schütthöhe 1 m.

I	0,57	0,63	2,40	— 1,77
II	0,57	1,43	2,40	— 0,97
III	0,71	1,20	2,40	— 1,20
IV	0,86	1,19	2,40	— 1,21
V	0,92	1,10	2,40	— 1,30
VI	0,92	0,93	2,40	— 1,47
VII	0,71	1,30	2,40	— 1,10
VIII	0,46	1,31	2,13	— 0,82
Mittelwert	0,72	1,14	2,37	— 1,23

Der Vergleich der Meßwerte mit den Werten des DMR-Diagrammes zeigt, daß diese stets größer als die Meßwerte sind, d. h. bei Anwendung des Diagrammes liegt man für den beschriebenen Vergleichsfall auf der sicheren Seite. Das gilt, wie die Tafeln I bis III zeigen, nicht nur für die Mittelwerte, sondern auch für sämtliche Einzelwerte, obwohl bei diesen zum Teil erhebliche Unterschiede gemessen wurden, wie ja auch schon aus Bild 3 hervorgeht. Diese bereits bei den Meßwerten vorhandenen Unterschiede, die zeigen, wie wenig gleichmäßige Seitendrücke während eines Tages von ein und demselben Beton ausgeübt wurden, obwohl der endgültige Gesamtdruck wieder einigermaßen gleichmäßig war, sind bei der Bewertung der Unterschiede zwischen Meß- und Rechenwerten zu berücksichtigen.

Die Unterschiede der Meß- und Entwurfswerte erscheinen dann und im Vergleich zu den nach anderen Vorschlägen zu benutzenden Entwurfswerten [3] verhältnismäßig gering. Es fällt auf, daß sie bei größeren Schüttgeschwindigkeiten ($> 0,8 \text{ m/std}$) stets größer als bei kleineren Schüttgeschwindigkeiten ($< 0,8 \text{ m/std}$) sind. Das würde

bedeuten, daß die Anwendung des Diagrammes bei hohen Schüttgeschwindigkeiten in noch höherem Maße als bei niedrigen Schüttgeschwindigkeiten auf der sicheren Seite liegt. Höhere Schüttgeschwindigkeiten kommen vornehmlich bei Säulen, dünnen Wänden und dergleichen vor, so daß die rechte Seite des DMR-Diagrammes mit Schüttgeschwindigkeiten von mehr als 1 m/std mehr für derartige Bauteile gilt, während die linke Seite hauptsächlich Massenzementbauwerken vorbehalten ist. Das DMR-Diagramm, das sich im wesentlichen auf Messungen an Säulen, Wänden und dergleichen, d. h. Bauten mit hohen Schüttgeschwindigkeiten und Möglichkeiten zu Silowirkungen in der Schalung, stützt, scheint hiernach auch für den Schalungsdruck von Massenzement geeignet zu sein.

2. Berechnungsverfahren nach Rodin

Rodin behandelt ausführlich 15 ihm bekannt gewordene Meßergebnisse über den Schalungsdruck an Betonkörpern mit sehr verschiedenen Abmessungen (von Säulen mit nur etwa 20·25 cm Querschnitt bis zu Wänden von einer Dicke von 2,5 m), Betoniergeschwindigkeiten, Mischungsverhältnissen und Temperaturen [4]. Rodin kommt zu dem Ergebnis, daß wegen der vielen Faktoren, die den Schalungsdruck beeinflussen, die Zusammenhänge nur empirisch geklärt werden können. Von den ihm zur Verfügung stehenden Meßergebnissen diejenigen ausschaltend, die unter außergewöhnlichen Temperaturbedingungen oder bei besonders fetten Mischungen erhalten wurden, schlägt er zur Bestimmung des Höchstdruckes $s_{\max}$, der Tiefe h unter der Betonoberfläche, in der dieser auftritt, und der Zeit t_s bis zum Erreichen des Höchstdruckes die folgenden Gleichungen vor:

$$s_{\max} = 2,9 \sqrt[3]{v} = 1,78 \cdot h \quad [\text{t/m}^2] \quad \dots (1)$$

$$h = 1,63 \sqrt[3]{v} \quad [\text{m}] \quad \dots (2)$$

$$t_s = 1,63 \sqrt[3]{\frac{1}{v^2}} \quad [\text{std}] \quad \dots (3)$$

Aus Versuchsergebnissen dreier verschiedener und unabhängiger Messungen über den Einfluß der Außentemperatur auf den Seitendruck des Betons entwickelt der Verfasser eine Kurve, die den bei hohen und niedrigen Temperaturen zu erwartenden Schalungsdruck in Beziehung zu dem Schalungsdruck bei 20° C setzt (Bild 5). Bei sehr niedrigen Temperaturen (etwa Nullpunkt) kann hiernach der Druck um etwa 60% größer sein, bei sehr hohen Temperaturen (etwa 40° C) ist er um etwa 25% niedriger. Rodin weist aber selbst darauf hin, daß die angegebene Abhängigkeit nicht völlig zuverlässig ist, da ihm die Art der Durchführung der den Ergebnissen zugrunde liegenden Messungen nicht bekannt ist.

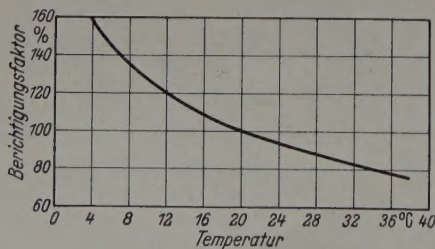


Bild 5. Einfluß der Temperatur auf den Schalungsdruck

Die wenigen aus systematischen Versuchen mit verschiedenen Betonmischungen erhaltenen Meßergebnisse zeigen eine Zunahme des Seitendruckes mit zunehmendem Zementgehalt. Rodin kommt hiernach zu dem Schluß, daß bei sehr fetten Mischungen (etwa 600 kg/m³) eine Zunahme um 35%, bei sehr mageren Mischungen (etwa 150 kg/m³) eine Abnahme um etwa 25% gegenüber einer mittleren Mischung (300 kg/m³) möglich ist.

Auch Meßergebnisse über den Schalungsdruck gerüttelten Betons liegen nur in beschränktem Umfang vor. Für Außenrüttlung, bei der mehr oder weniger die ganze Schalung bzw. der Beton in ganzer Höhe schwingt, hält Rodin es für richtig, mit vollem hydrostatischen Druck des Betons zu rechnen. Für Innenrüttlung,

bei der der frische Beton nur auf eine begrenzte Tiefe schwingt, wird vorgeschlagen, ebenfalls mit vollem hydrostatischem Druck, aber nur bis zu der Tiefe h nach Glg. (2) zu rechnen. führt für den Seitendruck des Betons bei Innenrüttlung zu Gleichung:

$$s = 3,9 \cdot \sqrt[3]{v} = 2,4 \cdot h \quad (\text{t/m}^2) \quad \dots$$

Von der Tiefe h ab tritt nach den Feststellungen von Rodin wieder ein geringer Druckabfall ein. Für den Seitendruck am Betonkörper von der Höhe H wird die Gleichung angegeben:

$$s_0 = \frac{0,015 v - 0,005 (H - h)}{0,015 v} \quad \dots$$

Da für die Bemessung aber der Größtwert ausschlaggebend kann von der Tiefe h ab praktisch trotzdem gleichbleibender Druck angenommen werden.

Es sollen nun die Meßergebnisse von dem eingangs genannten Massenzementkörper mit den Gleichungen und Angaben von Rodin verglichen werden.

Für die mittlere Schüttgeschwindigkeit von 0,75 m/std wird:

$$s_{\max} = 2,9 \sqrt[3]{0,75} = 2,63 \text{ t/m}^2,$$

$$h = 1,63 \sqrt[3]{0,75} = 1,48 \text{ m},$$

$$t_s = 1,63 \sqrt[3]{\frac{1}{0,75^2}} = 1,975 \text{ std.}$$

Diese Werte für s , h und t_s sind kleiner als die der Messung ($s = 2,81 \text{ t/m}^2$, $h = 3,5 \text{ m}$, $t_s = 4 \text{ bis } 5 \text{ std.}$). Zu beachten ist doch, daß bei den Messungen ein Beton mit hohem Zementanteil verwendet wurde und während des Schüttens Außentemperaturen zwischen 0 und -3° C herrschten. Erhöht man aus diesen Gründen den berechneten Seitendruck um die von Rodin vorgeschlagene Zuschläge, so wird der gemessene Wert von 2,81 t/m² erheblich überschritten, was bedeutet, daß die Rodinschen Gleichungen mit diesen Verbesserungen im vorliegenden Vergleich mit einer niedrigen Schüttgeschwindigkeit eine ausreichende Sicherheit bieten. Es geht aber aus dem vorgenommenen Vergleich andererseits deutlich hervor, daß die nicht verbesserten Werte nach Gleichung (1) bis (3) im Bereich der untersuchten Schüttgeschwindigkeit von rd. 0,5 bis 1 m/std Kleinstwerte sind und für wirklich als gewöhnlich anzusehende Mischungen und Außentemperaturen verwendet werden dürfen.

Die Eintragung der Geraden $s = 1,78 \cdot h$ in das DMR-Diagramm ergibt die gestrichelte Linie in Bild 1. Sie verläuft der Geraden des DMR-Diagrammes gegenüber steiler, ergibt also geringere Drücke und zwar entsprechend dem Verhältnis $1,78 : 2,4 = 75\%$ des hydrostatischen Druckes.

Die Rodinsche Gerade verläuft natürlich nicht unbegrenzt in dieser Neigung, sondern geht bei den nach Glg. (2) bestimmten Tiefen h wie schon erwähnt in eine senkrechte Linie über. Nimmt man als höchste für praktische Fälle im allgemeinen noch vorkommende Geschwindigkeit den auch dem DMR-Diagramm zugrundeliegenden Wert von 3 m/std an, so erhält man den Knickpunkt in einer Tiefe von 2,35 m. Wie Bild 1 zeigt, sind die Werte von Rodin also für hohe Schüttgeschwindigkeiten ganz erheblich kleiner als die des DMR-Diagrammes, was mit der früheren Feststellung übereinstimmt, daß das letztere bei höheren Geschwindigkeiten besonders große Sicherheiten zu enthalten scheint.

Auch die für die niedrigste im DMR-Diagramm berücksichtigte Schüttgeschwindigkeit von 0,3 m/std nach Rodin zu erwartende Druckverteilung ist gestrichelt in Bild 1 eingetragen. Sie folgt der Geraden $s = 1,78 \cdot h$ bis zu einer Tiefe von 1,10 m, wo der Höchstwert für diese Geschwindigkeit mit 1,95 t/m² erreicht wird. Vergleich mit der entsprechenden Senkrechten des DMR-Diagramms zeigt, daß hier, d. h. bei sehr niedrigen Geschwindigkeiten, das DMR-Diagramm niedrigere Werte liefert. Jedoch wird schon bei einer Schüttgeschwindigkeit von 0,5 m/std ab der Schalungsdruck nach dem DMR-Diagramm wieder größer.

Der für den Massenzementkörper in Bremen-Farge nach den Gleichungen (1) bis (3) anzunehmende Druckverlauf ist o

teres aus Bild 1 zu ersehen. Der Größtwert s ist in der Tiefe h Vollkreis eingetragen, er liegt auf der die Druckverteilung bis t bestimmenden Linie $s = 1,78 \cdot h$. Von dort ab kann mit gleichem Druck gerechnet werden. Wie ersichtlich, werden die Meßwerte im oberen Teil auf diese Weise gut eingehüllt, jedoch ist der gemessene Größtwert in 3,5 m Tiefe größer als der Größtwert s nach Gleichung (1).

Theoretische Betrachtungen

Anschluß an die vorstehend behandelten Versuche, für den Schalungsdruck allein mit Hilfe durchgeführter Messungen Gleichungen oder Diagramme zu finden, die die Meßergebnisse einengen, soll die Aufgabe noch von der theoretischen Seite her behandelt werden. Dabei sollen gleichzeitig einige Punkte des ersten Aufsatzes berichtigt und einige Unklarheiten beseitigt werden.

Wie in weichem Zustand in die Schalung eingebrachte Betonse muß sich für eine gewisse Zeit (bis zur Zeit t_0) wie eine Flüssigkeit verhalten. Sie übt deshalb im Anfang einen hydrostatischen Seitendruck für ein Raumgewicht von $2,4 \text{ t/m}^3$ auf die Schalung aus. Durch chemische Vorgänge wird ein Teil des Anmachwassers gebunden, ein anderer Teil entweicht durch die Schalungen. Er wird im Fall von hölzernen Schalungen vom Holz aufgenommen. Je nach der Geschwindigkeit, mit der die chemische Bindung des Wassers vonstatten geht, was vor allem von der Zementart, der Menge sowie der Temperatur abhängt, und je nach der Geschwindigkeit, mit der Wasser aus dem Beton nach außen abfließen wird, was von der Neigung des Betons, Wasser abzustößen, von der Art (Stahl oder Holz) und der Güte (gespundet oder nicht) der Schalung abhängig ist, versteift sich der Beton. Einen größeren Einfluß üben die Masse und Form des betonierten Körpers sowie die Schüttgeschwindigkeit aus, da besonders von ihnen die Temperatur bestimmt wird, die sich während des Abbindens des Betons entwickelt.

Die innere Versteifung des Betons, die bei gleichbleibender Schüttgeschwindigkeit dadurch gekennzeichnet ist, daß der Seitendruck allmählich immer weniger zunimmt, findet damit ihren Abdruck, daß die ursprünglich die Eigenschaften einer Flüssigkeit stützende Betonmasse die Eigenschaften eines festen Körpers annimmt. Dieser Zustand ist dadurch gekennzeichnet, daß das Auflegen weiterer Lasten auf die Oberfläche des Betonkörpers in bestimmten Tiefen, in denen der Beton bereits die Eigenschaften eines festen Körpers angenommen hat, keine weitere Zunahme des Seitendruckes mehr hervorruft. Es ist dann, zur Zeit t_s , der größte Schalungsdruck erreicht. Die hieraus entstandene Durchbiegung der Schalung bleibt so lange erhalten, bis sich der Betonblock durch das Abwinden von der Schalung abhebt; bei elastisch gebliebener Schalung tritt dabei eine rückfedernde Verformung der Schalung ein. Während dieser Zeit herrscht zwischen Schalung und Beton ein von der jeweiligen Verformung der Schalung abhängiger Druck. Da seine Größe und seine zeitliche Veränderung unbekannt sind, ist es angebracht, nach Erreichen des größten Schalungsdruckes mit gleichbleibendem Druck zu rechnen (Bild 6).

Bei den Schalgerüsten hoher Wände braucht in besonderen Fällen allerdings der Höchstdruck nicht auf volle Tiefe gleichbleibend angesetzt zu werden, worauf Toussaint [5] aufmerksam gemacht hat.

Der in beliebiger Tiefe x unter der Betonoberfläche vorhandene Seitendruck kann in Anlehnung an die Erddrucklehre durch die Gleichung

$$s_x = \lambda \cdot x \cdot r \quad (\text{t/m}^2) \quad (6)$$

bedrückt werden¹⁾. Hierin enthält der Faktor λ die vom Raumgewicht r unabhängigen Werkstoffeigenschaften des Betons (innere Reibung und Kohäsion, wobei es gleichgültig ist, ob als vorherrschende oder bestimmende Eigenschaften Reibung oder Kohäsion angenommen werden). Da diese Eigenschaften sich mit der Zeit ändern, muß für λ eine mit der Zeit veränderliche Funktion eingeführt werden. In dem eingangs erwähnten Aufsatz ist darauf aufmerksam gemacht, daß zwischen der Zeit t_0 , bis zu der der Beton seine ursprünglichen Eigenschaften, die mehr oder weniger der einer Flüssigkeit gleichen, beibehält, und der Zeit t_s , von der ab er so weit erstarrt ist, daß der Seitendruck trotz Zunahme der Auflast nicht mehr steigt, aus physikalischen Gründen angenommen werden kann, daß λ bei gleichmäßiger Betoniergeschwindigkeit nach der Form einer Hyperbel abnimmt. Da nämlich nach der Erstarrungszeit

$$s = \lambda \cdot r \cdot x = \lambda \cdot r \cdot v \cdot t = \text{konst.}$$

ist, so muß auch

$$\lambda \cdot t = \frac{s}{r \cdot v} = \text{konst.}$$

sein. Dies ist die Gleichung einer gleichseitigen Hyperbel. Die Abnahme von λ interessiert nach der Erstarrungszeit nicht mehr, da der Seitendruck dann seinen Höchstwert schon erreicht hat. Auch ist die Annahme eines λ -Wertes, der ja die Eigenschaften einer lockeren Schüttmasse charakterisieren soll, nach der Erstarrung sinnwidrig. Es ergibt sich hieraus aber aus Stetigkeitsgründen, daß die Veränderung von λ auch vor der Erstarrung ($t_0 < t < t_s$) nach der Form einer Hyperbel angenommen werden kann.

Aus

$$\lambda = C \cdot t^{-\alpha}$$

erhält man, da für $t = t_0$: $\lambda = \lambda_0$ ist:

$$\lambda = \lambda_0 \left(\frac{t}{t_0} \right)^{-\alpha} \quad (7)$$

Damit wird für t zwischen t_0 und t_s :

$$s_x = r \cdot v \cdot t \cdot \lambda_0 \cdot t_0^{-\alpha} \quad (8)$$

Für λ_0 wird man wohl stets den Wert 1 annehmen können, da man bei gut verarbeitbarem Beton mit vollem hydrostatischen Druck rechnen muß. Ein Wert von $\lambda_0 = 1$ ergibt sich auch bei den Schalungsdruckmessungen in Bremen-Farge aus dem mittleren Seitendruck von $0,45 \text{ t/m}^2$ des jeweils höchsten Auflagerpunktes (s. Bild 4) bei Beachtung, daß auf diesen Punkt ein Drittel der Feldlast entfällt:

$$S = 1/3 \cdot 2,4 \cdot \lambda_0 \cdot (1^2/2) = 0,45, \\ \lambda_0 = 1,13 \approx 1.$$

(Um genau $\lambda_0 = 1$ zu erhalten, müßte die obere Auflagerkraft nicht $1/2$ der Feldlast, sondern $1/2,665$ der Feldlast sein.)

Damit sind in Gleichung (7) oder (8) mit Ausnahme von t_0 und α alle Faktoren bekannt, um den Verlauf des Seitendruckes s bis zum Erreichen des Höchstwertes bei der Zeit t_s berechnen zu können.

Über die Größe von t_0 kann an Hand des Meßergebnisses an den 1 m hohen Schalungstafeln des untersuchten Massenbetonkörpers Klarheit gewonnen werden. Es ist dazu nur zu prüfen, ob bei einer Schütthöhe von 1, 2 oder 3 m sich ebenfalls noch ein Wert $\lambda = 1$ ergibt.

Bei der Bestimmung der λ -Werte für die in 1, 2 oder 3 m Tiefe gemessenen Seitendrucke mit Hilfe von Gleichung (6) ist zu beachten, daß die mit diesen λ -Werten bestimmte Druckfigur nicht zu der wirklich vorhandenen Druckfigur führt, sondern zu einem dem Inhalt nach kleineren Dreieck (Linie a an Stelle von Linie b in Bild 6). Doch entspricht die Druckordinate in der betreffenden Tiefe dem gemessenen Wert. Das Umgekehrte erhält man, wenn man von dem resultierenden Druck, der sich aus den gemessenen Auflagerdrücken einer oder mehrerer Platten ergibt, ausgeht und die Gleichung

$$S = 1/2 \cdot \lambda \cdot r \cdot x^2$$

für die Ermittlung von λ zugrunde legt. Es ist dann zwar der Gesamtdruck, den man aus dem ermittelten λ -Wert bestimmen kann,

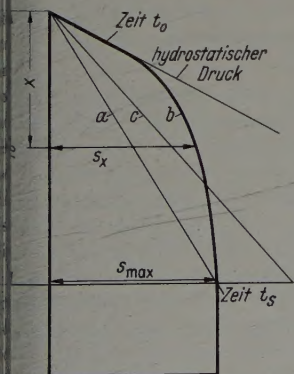


Bild 6. Verteilung des Schalungsdruckes

gleich dem gemessenen Druck, jedoch ist die Druckordinate in der betrachteten Tiefe dann zu groß (Linie c in Bild 6), da sie eine geradlinige stetige Zunahme des Schalungsdruckes voraussetzt, die in Wirklichkeit nicht vorhanden ist. Es wurde deshalb bei der Bestimmung der λ -Werte von der Gleichung (6) ausgegangen; die so bestimmten λ -Werte dürfen aber nur zur Berechnung der Druckordinaten, nicht des resultierenden Gesamtdruckes, benutzt werden, der etwas größer ist.

Aus den in Bild 4 dargestellten mittleren Belastungen der Schalungstafeln für 1, 2 und 3 m Schütthöhe von 1,14 t/m², 1,96 t/m² und 2,34 t/m² ergibt sich dann:

$$\lambda_1 = \frac{1,14}{2,4 \cdot 1,0} = 0,475,$$

$$\lambda_2 = \frac{1,96}{2,4 \cdot 2,0} = 0,408,$$

$$\lambda_3 = \frac{2,34}{2,4 \cdot 3,0} = 0,325.$$

Für den mittleren Höchstwert von 2,81 t/m² in 3,5 m Tiefe wird:

$$\lambda_4 = \frac{2,81}{2,4 \cdot 3,5} = 0,335.$$

Der λ_1 -Wert von 0,475 in 1 m Tiefe zeigt, daß hier schon kein hydrostatischer Druck mehr vorliegt; d. h. die Hinterfüllung von jeweils einer Schalungstafel liefert nur für den oberen Auflagerpunkt einen λ -Wert von 1, im unteren Teil jeder Platte hat die innere Festigkeit des Frischbetons schon so weit zugenommen, daß sich nur noch ein λ -Wert von 0,475, d. h. rd. der Hälfte, einstellt.

Aus dieser Feststellung läßt sich die Zeit t_0 , während der sich der Beton wie eine Flüssigkeit verhielt, ungefähr bestimmen. Geht man zwangsweise davon aus, daß sich der Wert $\lambda_0 = 1$ durch die Hinterfüllung der oberen Plattenhälfte ergab, so wird bei der mittleren Schüttgeschwindigkeit der 1 m hohen Platten von 0,72 m/std (s. Tafel III)

$$t_0 = 0,5/0,72 = 0,695 \cong 3/4 \text{ std.}$$

Da es sich im vorliegenden Fall um einen besonders zementreichen Beton handelte und außerdem sehr niedrige Temperaturen herrschten, kann angenommen werden, daß dieser Wert recht groß ist²⁾ und die Zeit t_0 meist kleiner und kaum jemals größer sein wird. Man kann sie deshalb ebenso wie $\lambda_0 = 1$ als konstante Größe in die Gleichung (8) einführen, womit sich ergibt:

$$s_x = 2,4 \cdot v \cdot 0,75^\alpha \cdot t^{(1-\alpha)}$$

Hiermit ist, falls α bekannt wäre, eine verhältnismäßig einfache Gleichung für den Schalungsdruck entwickelt. Jedoch können die Werte α nur durch Messungen ermittelt werden. Dazu muß die Druckordinate an einem einzigen Punkt bekannt sein.

Für den Fall des Massenbetonkörpers in Bremen-Farge liegen 4 Meßwerte vor, aus denen α nach vorheriger Bestimmung von λ mit Gleichung (6) nach Gleichung (7) berechnet werden kann. Für $x = 3,5$ m ist mit $v = 0,75$ m/std und $\lambda_4 = 0,335$ z. B.:

$$t = 3,5/0,75 = 4,67 \text{ std.},$$

$$0,335 = 1 \cdot \left(\frac{4,67}{0,75}\right)^{-\alpha},$$

$$\alpha = 0,6.$$

Damit wird:

$$s_x = 2,4 \cdot v \cdot 0,75^{0,6} \cdot t^{0,4}$$

und für die mittlere Schüttgeschwindigkeit von 0,75 m/std:

$$s_x = 1,515 \cdot t^{0,4}.$$

Die Gleichung gilt zwischen Zeiten $t_0 = 3/4$ std und $t_s \cong 4,5$ std. Bis zur Zeit t_0 herrscht hydrostatischer Druck, von der Zeit t_s ab ist der Druck gleichbleibend:

$$s_{\max} = 1,515 \cdot 4,67^{0,4} = 2,8 \text{ t/m}^2.$$

Bild 7 zeigt die berechneten Werte im Vergleich zu den mittleren Meßwerten und zeigt ferner, daß man im Bereich $< t_s$ zu kleine

Schalungsdrücke erhält, wenn man allein von dem gemessenen Höchstwert ausgeht und von dort aus eine geradlinige Verteilung bis zur Betonoberfläche annimmt. Dies ist natürlich gleichgültig, wenn man die Schalung in ganzer Höhe entsprechend dem Gesamtwert bemißt, wie es wohl meist geschieht. Das ist aber bei

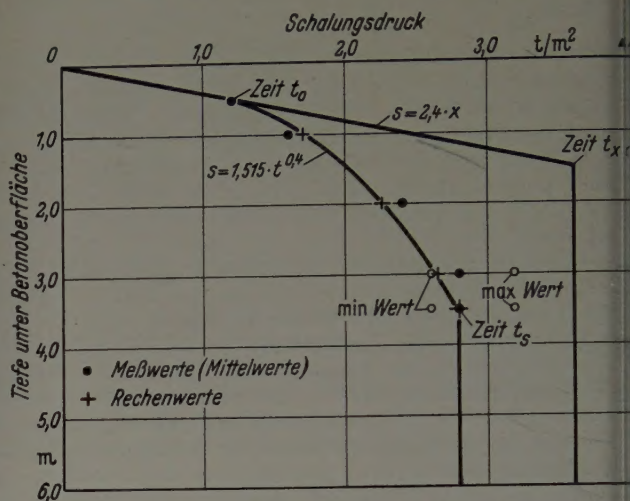


Bild 7. Vergleich der Meßwerte und Rechenwerte

gedehnten Massenbetonkörpern, wie z. B. im vorliegenden Fall, wirtschaftlich. Nach den Messungen wäre man bis zu einer Tiefe von etwa 3 m mit einer leichteren Schalung ausgekommen.

Für die Praxis ist die Berechnung der Schalungsdrücke mit Hilfe der λ -Werte nicht zu empfehlen. Die vorstehende Betrachtung über die Möglichkeit, die Frage des Schalungsdruckes von der empirischen Behandlung zu befreien und aus der theoretischen Behandlung heraus zu einer praktisch brauchbaren Näherungslösung zu kommen. Auch ermöglicht die theoretische Behandlung bessere Einschätzung der rein empirischen Lösungen.

Für eine befriedigende Näherung erscheint es zweckmäßig, die Linie für vollen hydrostatischen Druck über t_0 hinaus zu verlängern und zwar bis zu einer Zeit t_x , die zunächst geschätzt werden muß, über deren Größe aber auf Grund von Meßergebnissen Klarheit erwartet werden darf. Von t_x ab wird mit gleichbleibendem Schalungsdruck gerechnet. Die Zeit t_x hat im Gegensatz zu den Zeiten t_0 und t_s zu der der Schubkräfte wirksam werden, und t_s , zu der der Beton Eigenschaften eines festen Körpers anzunehmen beginnt, keine physikalische Bedeutung. Sie ist eine theoretische Zeit, so gewollt, daß gemessene Schalungsdrücke genügend eingehüllt werden.

Für den untersuchten Massenbetonkörper ist, wenn bis zu einer Tiefe von 1,5 m mit hydrostatischem Druck gerechnet wird, Bild 7 zeigt, eine genügende Überdeckung vorhanden. Bei der mittleren Schüttgeschwindigkeit von 0,75 m/std führt dies zu einer Zeit t_x von 2 Stunden.

Im DMR-Diagramm ist bis zu einer Geschwindigkeit von 0,9 m/std ebenfalls $t_x = 2$ std, wie aus dem Schnittpunkt der Grenzlinie mit den zugehörigen Schüttgeschwindigkeiten bis zu $v = 0,9$ m/std in 1,75 m Tiefe hervorgeht. Von den Schnittpunkten an ist nach dem DMR-Diagramm ebenfalls jeweils gleichbleibender Druck anzunehmen. Die beiden Vorschläge decken sich hinsichtlich des größten Schalungsdruckes bis zu Geschwindigkeiten von 0,9 m/std also ab; t_x kann hier mit 2 Stunden angenommen werden. Geschwindigkeiten von $< 0,9 \leq$ rd. 1 m/std kennzeichnen Massenbetonkörper, bei denen noch höhere Schüttgeschwindigkeiten praktisch nicht erreichbar sind.

Im Bereich größerer Schüttgeschwindigkeiten verläuft die Linie des DMR-Diagrammes, wie schon erwähnt, nach der Gleichung $s = 0,175 \cdot 2,4 \cdot x$, d. h. nach einem λ -Wert von 0,175. Die hier geringere Druckzunahme erscheint schon deshalb gerechtfertigt, weil höhere Schüttgeschwindigkeiten Bauteile mit kleineren Abmessungen aussetzen, bei denen Silowirkungen oder zumindest Gewölbeeffekte zu erwarten sind. Diese sind jedoch rechnerisch schwer zu erfassen, so daß es hier angebracht erscheint, eine Grenzgerade anzuführen, die verhältnismäßig große Sicherheiten enthält. Die Ge-

²⁾ In der früheren Veröffentlichung [1] waren die Zeiten t_0 aus der Neigung der $s = f(x)$ -Linien (Bild 5 der Veröffentlichung) entnommen und — da diese scheinbar bis $x = 3$ m geradlinig sind — zu groß angegeben worden.

2,4 · x liefert, wie aus dem Vergleich mit den Schalungsdruckungen in Bremen-Farge hervorgeht, bei höheren Schüttwindigkeiten eine größere Sicherheit als bei kleineren Geschwindigkeiten. Sie liefert ferner, wie vorn gezeigt, für Geschwindigkeiten $> 1 \text{ m/std}$ wesentlich größere Drücke und Zeiten t_s als Gleichungen (1) und (3) von Rodin. Die durch das DMR-Diagramm zeigten Drücke unterliegen dafür allerdings nicht den Beschränkungen, die den Gleichungen (1) bis (3) zugrunde liegen, nämlich Temperaturen von rund 20°C und Verwendung von Mischungen 300 kg Zement je m^3 . Diese Beschränkungen erfordern für die Anwendung der Gleichungen (1) bis (3) besondere Vorsicht. Da auch zu erwartende Außentemperatur z. Z. des Entwurfes der Schamkeit nicht genau bekannt ist, erscheint für die Praxis die Anwendung des DMR-Diagrammes zweckmäßiger und auch aus-

reichend sicher. Dagegen verdienen die grundsätzlichen Feststellungen von Rodin über die Einflüsse der Temperatur, des Mischungsverhältnisses und der Einbringungsart (Rüttlung oder nicht), über die bisher kaum Zahlen vorhanden waren, Beachtung, um in Sonderfällen, wie z. B. bei besonders mageren Mischungen oder hohen Temperaturen, die Werte des DMR-Diagrammes zu ermäßigen.

Schrifttum:

- [1] Muhs: Messung des Schalungsdrucks an einem Massenbetonkörper. B. u. St. 1951, Heft 7, S. 150.
- [2] Entnommen aus: „The Design of Forms and Falsework for Concrete Bridge Construction“. Main Roads Journal, September-Heft 1947, Sydney. Der Verfasser verdankt den Hinweis Herrn Dipl.-Ing. Bass vom Department of Main Roads in Sydney.
- [3] Siehe dazu B. u. St. 1951, Heft 7, S. 153, rechte Spalte, 2. Absatz.
- [4] Rodin: „Pressure of Concrete on Formwork“. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Teil I Allgemeines, Band 1, Nr. 6, S. 709; November 1952.
- [5] Toussaint: Schalungsdruck bei großen Betonkörpern. Österreichische Bauzeitung 1950, Heft 1, S. 11.

Fußwegüberführungen in Düsseldorf

Von Städt. Baurat Erwin Beyer und Dipl.-Ing. Friedrich Tussing, Düsseldorf

DK 624.21.012.46: 625.745.11 Spannbetonbrücke: Fußgängerbrücke

blick
e starke Entwicklung des Kraftverkehrs nach dem Kriege stellte Stadt Düsseldorf vor die Aufgabe, dort Fußwegüberführungen schaffen, wo schnell befahrene Straßen, wie Ausfallstraßen und Autobahn-Zubringer, von wichtigen Fußgängerwegen gekreuzt werden.

Der erste entstand der Fußwegübergang „Kürtenstraße“ (Bild 1). Er hatte der nördliche Autobahn-Zubringer eine Siedlung durchkreuzt, so daß der Fußgängerverkehr zu zahlreichen Unfällen führte. Der Übergang wurde 1952 wirtschaftlich besonders günstig als Holzfachwerk mit Treppenaufgängen hergestellt. Bei einer Nutzbreite von 2 m zwischen den Geländern und einer Stützweite von

haben eine Stützweite von rd. 55 m, ihr Abstand ist 5,33 m. Die Querträger liegen im Abstand von 1,30 m auf den Obergurten und kragen an beiden Seiten 1,30 m aus. Die Gehbahn besteht aus Stahlgitterrosten, die auf den Querträgern aufliegen. Auf diesen Rosten sind Blockgummimatten, die zur Aussteifung mit Hartholzfaserplatten unterlegt sind, als Verschleißschicht verlegt und verschraubt. Die Rampen haben eine größte Steigung von 25% . Die Herstellung des gesamten Bauwerkes kostete bei 8 m breiter Gehbahn rd. 300 000 DM [1].

Als drittes Bauwerk wurde eine Überführung über den südlichen Autobahnzubringer in Verlängerung der Burscheider Straße hergestellt (Bild 3). Dieser Weg wird von zahlreichen Fußgängern benutzt, da für einen großen Teil der dortigen Bewohner die Einkaufsgelegenheiten, Schulen usw. auf der gegenüberliegenden Seite des Zubringers liegen. Zahlreiche Verkehrsunfälle an dieser Stelle forderten dringend den Bau dieser Überführung.

Bauart des Übergangs Burscheider Straße

Nach eingehenden Voruntersuchungen über die Form wurde ein Zweigelenkbogen mit angehängten Schleppträgern gewählt, der aus wirtschaftlichen Gründen in Stahlbeton ausgeführt wurde. Der Horizontalschub des Bogens wird durch zwei unter der Fahrbahn liegende Zughänder aufgenommen. Aus der erforderlichen Breite des Zubringers von 28 m und der schiefen Kreuzung ergab sich eine Stützweite des Zweigelenkbogens von 46,40 m. Die Unterkante des



Bild 1. Fußwegübergang „Kürtenstraße“

9 m kostete das Bauwerk 18 000 DM. Die Erfahrung lehrte jedoch, daß Fußgänger einen Übergang mit Treppen ungern benutzen. Hieran anschließend wurde erörtert, wie an anderen Gefahrenstellen innerhalb der Stadt Düsseldorf dem Fußgängerverkehr geholfen werden könnte. Von Fußwegen unter der Autobahn wurde abgesehen, weil Errichtung und Unterhaltung derartiger Bauwerke meist sehr teuer sind.

Im Sommer 1953 ergab sich aus Anlaß der Internationalen Rationalisierungsausstellung die Notwendigkeit, einen Fußwegübergang über die schnell befahrene Cecilien-Allee als Verbindung zwischen zwei Ausstellungsgebieten zu schaffen. Hierbei entschloß man sich, die Gehbahn in Stufen als geneigte Fläche zu führen. Die beiden repräsentativen Ausstellungsgebäude stellten an das Bauwerk hohe Anforderungen in architektonischer Hinsicht. Bild 2 zeigt das fertiggestellte Bauwerk, das als Zweigelenkbogen mit Zughänder ausgebildet ist. Die Bögen sind vollwandigen Bögen in Aluminium



Bild 2. Fußwegübergang „Cecilien-Allee“

Bogens ist so geführt, daß für die an beiden Seiten der Straße liegenden Fuß- und Radwege eine lichte Höhe von 2,50 m und für die 21,50 m breite Fahrbahn am Schrammbord eine solche von 4,50 m vorhanden ist. Hieraus ergab sich die Stichhöhe des Bogens

ordnung einer besonderen Schutzschicht unmittelbar begangen. Schleppträger ist in den Bogen eingespannt und dieses bei der messung des Bogentragwerks berücksichtigt. Die Betongüte B 300, die Bewehrung besteht aus St I und St II. Die Brücke w



Bild 3. Fußwegübergang Burscheider-Straße

bei einer Bauhöhe im Scheitel von 69 cm zu 6,44 m. Die Neigungslinie des Bogens wurde an der Stelle, wo sie 16% erreicht, geradlinig weitergeführt. Um von dieser Stelle aus die architektonisch nicht erwünschte Aufständering der Gehbahn zu vermeiden, wurde ein bis zum Widerlager reichender Schleppträger angehängt. Die Breite des Gehweges beträgt 2,80 m. Weiteres geht aus den Schnitten des Bauwerkes in Bild 4 hervor. Das Tragwerk wird ohne An-

mit gespundeten und gehobelten Brettern eingeschalt, wobei Bretter für die Seiten senkrecht gestellt wurden.

Die beiden Zugbänder, vorgespannte Stahlbetonbalken, die den größten Horizontalschub von insgesamt 280 t bemessen wurden unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden rd. 300 t vorgespannt. Jeder Spannbetonbalken hat einen Querschnitt von 50 · 30 cm und enthält zwei Spannbündel aus 28 Drä-

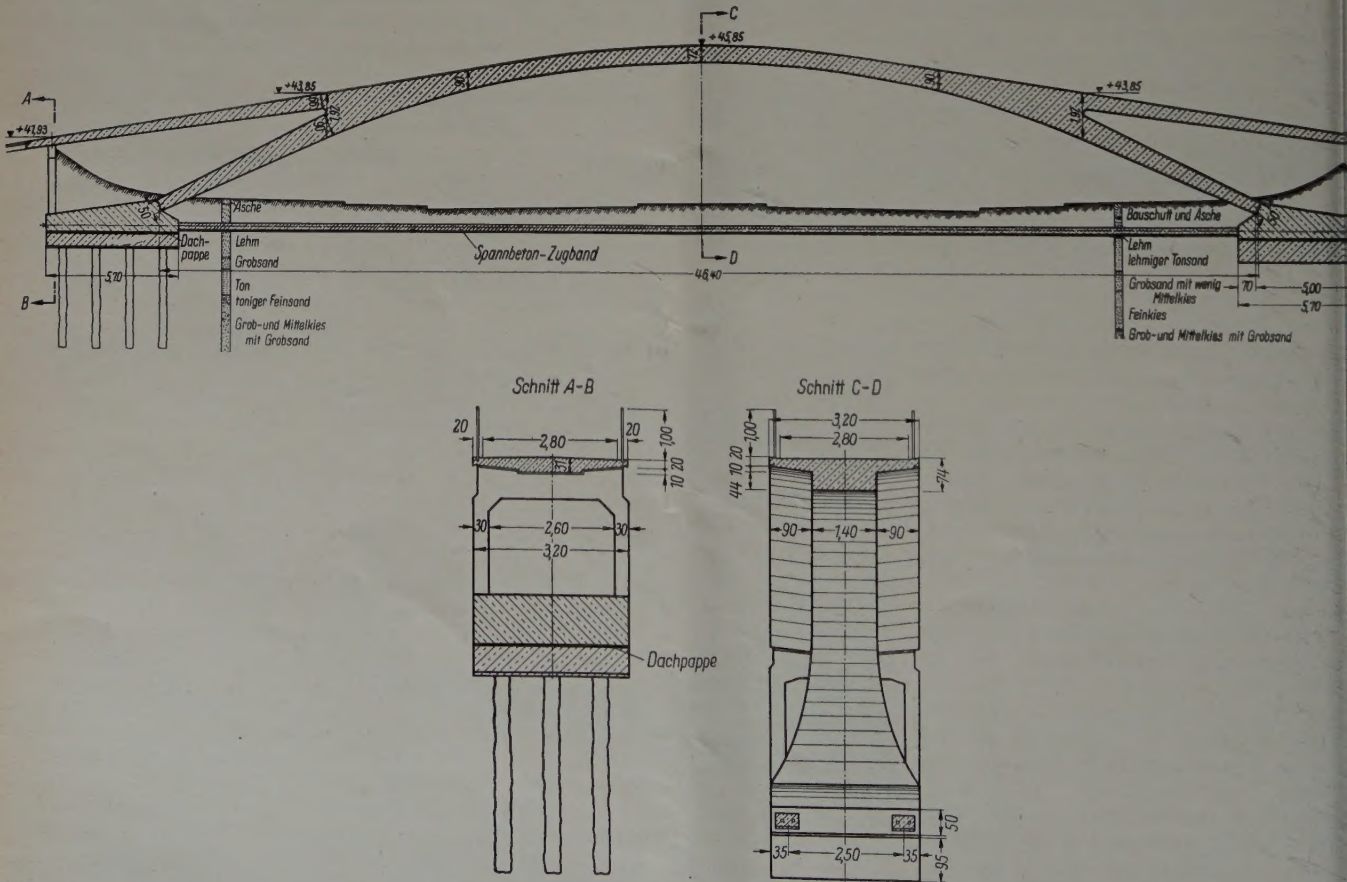


Bild 4. Längsschnitt und Querschnitt der Fußwegüberführung Burscheider Straße

na-Ovalstahl (9 · 4,2) 145/160 des Stahlwerkes Rheinhausen. Der Querschnitt eines Bündels beträgt 8,4 cm².

Die Spannbeton-Zugbänder haben gegenüber Zugbändern aus Stahl den Vorteil sehr geringer Dehnwege. Darüber hinaus sind die Bänder durch den sie umhüllenden gedrückten Betonkörper beständig gegen Erdfeuchtigkeit und mechanische Einflüsse geschützt. Die Sicherung und Wartung im Boden verlegter stählerner Bänder wäre weit schwieriger.

Die Spannbeton-Zugbänder wurden als erstes Bauteil nach Fertigstellung der Gründung betoniert und endgültig vorgespannt. Erst wurde der Bogen eingerüstet und betoniert.

Prüfung der Vorspannung

Um eine Gewähr für die einwandfreie Güte des Vorspanndrahtes zu bekommen, wurden Prüfungen mit zwei Geräten, die von der Gesellschaft für angewandte Physik in München entwickelt worden sind, durchgeführt.

Das Gerät SD-I gestattet eine zerstörungsfreie Prüfung der Spannstähle. Hierbei werden die Drähte durch ein elektromagnetisches Feld gezogen. Bei gleichbleibender Querschnittgröße und

einheitlicher Beschaffenheit des Stahls zeigt das Gerät keine Ausschläge. Dagegen werden Unregelmäßigkeiten wie Querschnittsveränderungen (Kerben oder Roststellen), Überwalzungen, Lunker usw. sofort angezeigt. Dank dieser Prüfung war es möglich, völlig fehlerlosen Vorspannstahl einzubauen. Das Gerät SD-II prüft den Spannvorgang selbst. Hierbei wird ein Strom durch das gesamte Spannbündel geschickt. Durch Anspannen der Drähte verringert sich der Querschnitt, so daß sich der Widerstand ändert, den das Gerät anzeigt; gleichzeitig gibt es die entsprechende Zunahme der Betonspannung an. Der gesamte Spannvorgang konnte somit durch dieses Gerät auf seine Gleichmäßigkeit hin geprüft werden. Abweichungen von dieser Gleichmäßigkeit deuten auf irgendwelche Fehlerstellen hin. Es wurde nach dem Verfahren der Fa. Beton- und Monierbau, von der die gesamten Bauarbeiten ausgeführt wurden, vorgespannt; Beanstandungen traten nicht auf.

Die Gesamtkosten des Bauwerks betrugen 120 000,— DM. Die Gestaltung lag in den Händen der Herren Prof. Tamm und Stadtbaudirektor Auberlen.

Schrifttum:

[1] Beyer und Tussing: Die Aluminiumbrücke in Düsseldorf. Bauing. 1953, S. 341.

Überlegungen zum Spannbeton

Von Dipl.-Ing. Hans Wittfoth, Köln

DK 624.012.46 Vorgespannter Beton

Wird ein Betonkörper zumindest in einer Richtung überdrückt, so daß die dadurch hervorgerufenen Druckstauchungen ein späteres Auftreten unzulässiger Zugdehnungen in dieser Richtung verhindern, spricht man heute ganz allgemein von Spannbeton im Sinne der DIN 4227.

Man will in einem Betonkörper ein künstlicher Eigenspannungszustand erzeugt werden, indem die Zugbewehrung unabhängig von der Dehnung vorgedreht und dann gegen den Betonkörper selbst ankert wird, so daß in diesem Druckspannungen entstehen, so wie es zur Erzielung einer möglichst großen und anhaltenden Wirkung folgende Voraussetzungen geschaffen werden:

Die Verkürzung des Betons $\epsilon_k + \epsilon_s$ infolge Kriechens und Schwindens muß möglichst gering gehalten werden. Voraussetzung dafür ist die Herstellung eines hochwertigen Betons und die Erzeugung des künstlichen Eigenspannungszustandes zu einem möglichst späten Zeitpunkt, nachdem das Schwinden abgeklungen und das Kriechvermögen bereits kleiner geworden ist. Der zur Erzeugung des Eigenspannungszustandes verfügbare Dehnweg der Stahlbewehrung ϵ_{ev} muß möglichst groß sein. Voraussetzung dafür sind Stähle mit einer möglichst hohen Streck- und Bruchgrenze.

Je günstiger, d. h. je kleiner das Verhältnis $\frac{\epsilon_k + \epsilon_s}{\epsilon_{ev}}$, desto geringer der Spannungsverlust des künstlichen Eigenspannungszustandes durch Kriechen und Schwinden.

Nach DIN 4227 [1, 2] ist es heute leichter geworden, ein Spannbauwerk statisch ausreichend zu beurteilen. Der Umfang der Berechnung ist allerdings ungleich größer als bei Stahlbeton mit starrer Bewehrung und hängt dazu mehr noch von der Art und Größe des Bauwerkes ab. Man muß von einer Spannbetonberechnung erwarten, daß alle wesentlichen Einflüsse mit der erforderlichen Gewissenhaftigkeit erfaßt und mit einer ausreichenden Genauigkeit nachgewiesen sind, so daß die Sicherheit des Bauwerkes wirtschaftlicher Bemessung ausreicht.

Es ist selbstverständlich, daß die Spannbetoningenieure ein möglichst rissfreies Bauwerk herstellen wollen. Dennoch müssen sie wissen, wo die Grenzen der Rissfreiheit liegen, was die Risse den Bestand des Bauwerkes bedeuten und was zu ihrer Einschränkung getan werden kann. Natürlich darf man vom Spannbeton eine Rissfreiheit nur rechtwinklig zu der Vorspannung erwarten und auch nur dann, wenn nicht vor dem Auflegen der Vorspannung schon durch Eigenspannungen Risse ver-

ursacht worden sind, die sich allerdings unter der Wirkung der Vorspannung zumeist wieder schließen werden.

Wird eine einachsige Vorspannung erzeugt, so ist es selbstverständlich, daß in den beiden zur vorgespannten Ebene rechtwinkligen Ebenen Zugspannungen auftreten können, die durch schlaffe Bewehrung aufzunehmen sind. In diesen Richtungen liegen also Verhältnisse wie beim üblichen Stahlbeton vor, die auch als solche bewertet werden müssen. Hier auftretende Haarrisse sinken damit auf deren Bedeutung im Stahlbeton herab und sind dementsprechend unbedenklich.

Hinzu kommen noch häufig Haarrisse, die von statischen Spannungen unabhängig sind und betontechnologisch erklärt werden müssen. Durch sorgfältige Herstellung und Nachbehandlung des Betons kann einer solchen Rißbildung begegnet werden.

Wollte man ein Bauwerk wirklich rissfrei herstellen, so müßte man es dreiaxig vorspannen, und noch dazu einen Teil der Vorspannung so frühzeitig aufbringen, daß Eigenspannungsrisse gar nicht erst entstehen können. Eine dreiaxige Vorspannung würde bei einem Brückentragwerk bedeuten, daß neben einer Längs- und Quervorspannung eine Vorspannung der Bügel vorgesehen wird. Das ist hin und wieder auch geschehen. Jedoch muß darauf in den meisten Fällen aus wirtschaftlichen Gründen verzichtet werden. Jedenfalls wird es ratsam sein, die schlaffe und die Vorspannbewehrung möglichst gleichmäßig auf die Zugzone zu verteilen, um durch die Rechnung nichterfaßte Eigenspannungen zu berücksichtigen, die die Zugfestigkeit des Betons trotz allem überschreiten können [2].

Außerdem ist zu berücksichtigen, daß die in der Berechnung ausgewiesenen Spannungen nur eine, für den Nachweis jedoch genügend genaue Annäherung an die wirklich im Bauwerk vorhandenen Spannungen darstellen. Wenn also in der Berechnung Zugspannungen zugelassen werden, die unterhalb der Betonzugfestigkeit liegen, so ist es durchaus möglich, daß unter Berücksichtigung der Rechenungenauigkeiten und der durch die Berechnung nicht erfaßten Eigenspannungen im Beton Zugspannungen auftreten, die zu Rissen im Beton führen können. Ja es sind sogar bei Trägern mit voller Vorspannung, bei denen also die rechnerischen Zugspannungen 0 betragen, unter voller Belastung Risse beobachtet worden, die sich bei abnehmender Last sofort wieder schlossen. Wie sind solche Risse in der Betonzugzone zu beurteilen?

Wenn man einen einwandfreien Verbund zwischen Spannglied und umgebenden Beton hergestellt hat, und die Vorspannbewehrung, gegebenenfalls unter zusätzlicher Verwendung von

schlaffer Bewehrung, sinngemäß über die Zugzone verteilt ist, so können solche Risse aus den gleichen Gründen wie im Stahlbeton (Biegung mit Normalkraft) als vollkommen bedenkenlos angesehen werden. Dies um so mehr, als sich nach der Entlastung beim vorgespannten Beton die Risse wieder vollkommen schließen.

Damit solche rechnungsmäßig nicht vorgesehenen Risse nicht zu einer Verminderung der Tragkraft führen können, wird in den Richtlinien ein Nachweis der Rißsicherheit für die 1,35fache Last aus Verkehr, ständiger Last und Temperatur gefordert. Das bedeutet nicht etwa, daß unter dieser Last keine Risse vorhanden sein dürfen, sondern besagt lediglich, daß die Zugspannungen entsprechend den Stahlbetongrundsätzen vollkommen durch Stahl aufgenommen werden müssen, um klaffende Risse zu verhindern.

Der Spannungsberechnung und der Beurteilung der Sicherheit eines Bauwerkes werden statische Lasten zugrunde gelegt, obgleich wir wissen, daß infolge der Verkehrsbelastung die Bauwerke einer Dauerbeanspruchung unterliegen, für die andere Sicherheitsverhältnisse gelten. Dennoch ist diese Art der Berechnung durchaus zulässig, wenn die Sicherheitsbeiwerte für die statische Belastung so gewählt sind, daß auch eine ausreichende Sicherheit der Bauwerke gegen dynamische Beanspruchung gewährleistet ist.

Das Verhalten von Spannbetonträgern unter dynamischer Belastung ist aber nur im Versuch ausreichend zu klären. Aus diesem Grunde sind von einigen Spannbetonfirmen derartige Versuche für verschiedene Spannverfahren ausgeführt worden. Wenn diese Versuche vielleicht auch noch kein vollkommenes, abschließendes Urteil erlauben, so lassen sich doch bereits einige wesentliche Erkenntnisse gewinnen.

Der durch die Dauerbeanspruchung am meisten gefährdete Teil eines Spannbetontragwerkes ist seine unter hoher Spannung stehende Vorspannbewehrung, die infolge der Verkehrslast eine schwellende Beanspruchung erfährt. Darum sind die Dauerprüfungen darauf abgestimmt, in Erfahrung zu bringen, welche schwellende Belastung der Vorspannbewehrung zugemutet werden darf, ohne daß die Sicherheit des Bauwerkes gefährdet wird. Dabei sind bisher im allgemeinen zwei Prüfverfahren angewandt worden.

Bei dem ersten Verfahren werden kurze Spannglieder an beiden Enden mit einer Verankerung versehen und in einer Pulsatormaschine geprüft. Durch eine Versuchsreihe von mindestens sechs Versuchen der gleichen Spanngliedausbildung wird die Wöhlerkurve durch die unteren Streubereiche σ_0 festgelegt und ihr Schnittpunkt mit der $2 \cdot 10^6$ -Linie bestimmt. Dieser Schnittpunkt gibt den Schwellbereich an, bei dem das Spannglied noch $2 \cdot 10^6$ Lastspiele ertragen kann. Der Dauerbruch wird im allgemeinen an der Verankerung liegen, da dort die größten Beanspruchungen infolge Gewinde, Drahtablenkungen usw. auftreten.

Da die Verankerungen im Bauwerk in den weitaus meisten Fällen nicht im größten Schwellbereich liegen, werden beim zweiten Verfahren Spannglieder in Biegebalken geprüft, um den Verhältnissen im Bauwerk gerecht zu werden [3].

Bei dieser Prüfung werden zunächst die Balken unter der rechnerisch zulässigen Oberlast P_0 und einer möglichst niedrigen Unterlast P_u (möglichst großer Schwellbereich) mit $1 \cdot 10^6$ Lastspielen geprüft. Dann wird die Oberlast auf $1,5 P_0$ gesteigert mit wiederum $1 \cdot 10^6$ Lastspielen, dann auf $1,75 P_0$ usw., bis der Dauerbruch des Balkens eintritt. Die so erreichten Bruchlasten liegen wesentlich unter den im Versuch erreichten statischen Bruchlasten, die bis mehr als das Doppelte betragen können. Dieses auf den ersten Blick niederdrückende Ergebnis ist aber gar nicht so schlecht, wenn folgendes berücksichtigt wird:

Mit einer solchen Dauerprüfung wird ein außerordentlich harter Maßstab angelegt, denn erstens ist die zu erreichende Lastspielzahl von $2 \cdot 10^6$ bereits ein Sicherheitsnachweis und zweitens wird der Schwellbereich im Bauwerk mit der größten Verkehrslast in ungünstigster Laststellung errechnet, die aber bestimmt, wenn überhaupt, dann nur sehr selten vorhanden ist, mit Ausnahme von Eisenbahnbrücken. Das bedeutet, daß die wirklich auftretende Schwellbeanspruchung in den Spanngliedern geringer als die rechnerische, und damit die Lebensdauer des Bauwerkes eine bedeutend höhere ist. Der in einer solchen Prüfung für $2 \cdot 10^6$ Lastspiele noch ertragene Schwellbereich sollte deshalb ohne Abminderung für das Bauwerk zugelassen werden.

Eine entscheidende Frage ist jedoch, unter welchen Voraus-

setzungen der von den Spanngliedern aufzunehmende Schwellbereich errechnet werden muß.

Es hat sich gezeigt, daß die Zugfestigkeit des Betons unter dynamischer Last viel schneller überwunden wird, als unter statischer Last. Wenn sich die Risse nach Entlastung auch wieder schließen, so wird man größere Zugkeile doch für die Ermittlung des Schwellbereiches als gerissen betrachten müssen. Dadurch die beschränkte Vorspannung gegenüber der vollen Vorspannung ganz offensichtlich im Nachteil. Während bei der vollen Vorspannung der Zuwachs der Spannstahlspannung nach Stadium I mittel werden kann, haben die im Zugbereich liegenden Spannglieder bei der beschränkten Vorspannung zusätzlich die durch den Ausfall des Zugkeils freigewordene Zugkraft aufzunehmen. Der Einfluß kann unter Umständen beträchtlich sein.

Wenn auch bei den bis heute hergestellten Spannbetonwerken die vorliegenden Schwellbereiche, die durch die Versuche ermittelten zulässigen Schwellbereiche nicht erreichen und in den meisten Fällen sogar erheblich darunterliegen, wird es nicht sein, sich in jedem Fall Rechenschaft über die Größe des erwartenden Schwellbereiches abzulegen, wobei, wie oben begründet, Betonzugkeile als nicht wirksam betrachtet werden sollten.

Wie festgestellt wurde, ist die Rißgefahr unter Dauerbelastung bedeutend größer als unter statischer Last. Das verpflichtet uns, mehr, für einen einwandfreien Verbund zwischen Spanngliedern und umgebendem Beton zu sorgen, damit die für die statische Belastung entwickelten Grundsätze gültig bleiben können.

Vielfach hat man den Haftverbund zwischen Beton bzw. Ausgussmörtel und glattem Blechgleitkanal nicht als ausreichend erachtet und einen zusätzlichen Scherverbund durch Verwendung von gerippten Gleitkanälen angeordnet.

Diese Maßnahme erscheint zumindest für Spannverfahren mit querverrippten Spannstählen verwenden, angebracht, um den Verfall des Haft-Scherverbundes dieser Stähle voll auszunutzen zu können. Desgleichen kann ein solcher Haft-Scherverbund für die Verankerung von zusammengefaßter Spannbündel mit großen Spannkraften erstrebenswert sein, um die an sich gute Haftfähigkeit der im Verbund liegenden Drähte aufgelösten Bündel nicht durch einen glatten Gleitkanal einzubüßen. Wie verhält sich aber schließlich der Verbund bei einem Spannstahl ohne Rippen unter Verwendung von gerippten Röhren? Je nach Glätte der Staboberfläche wird der Haftverbund gegenüber dem Haftscherverbund des querverrippten Stahles im Nachteil sein. Dennoch gibt es bewährte Verfahren, denen trotz dieses Nachteils ein einwandfreier Verbund vorgesetzt wird, zumal die rechnerischen Haftspannungen im Spannbeton nach Stadium I bekanntlich geringer sind als im Stahlbeton und überwiegend nur der Nutzlastanteil durch Haftspannungen auf den Spannstahl übertragen werden muß [4]. Dabei ist allerdings nicht übersehen werden, daß die beim Spannvorgang auftretende Reibung zwischen Spannglied und Gleitkanal Haftspannungen zwischen Gleitkanal und umgebendem Beton hervorruft, teilweise zu den Haftspannungen aus Nutzlast zu addieren sind, daß die Haftspannungen bei eingerissener Zugzone sprunghaft wachsen. Im allgemeinen wird durch den Anpreßdruck der Spannglieder die Aufnahme einer Reibungskraft ermöglicht, die den Verbund unterstützt und die als Reibungsverbund bezeichnet werden kann.

Ganz allgemein ist allerdings festzustellen, daß der Verbund unter dynamischer Belastung bedeutend leichter zerstört wird als unter statischer Last. Versuche mit kurzen Biegebalken unter Dauerbelastung an der MPA Stuttgart haben gezeigt, daß nahezu jeder Verbund, auch der Haft-Scherverbund, gelöst werden kann. Es kommt schließlich nur auf die Höhe der aufgetragenen Dosislast und den davon abhängigen Schwellbereich an. Aus diesem Grunde wäre festzustellen, welche Güteforderung an den Verbund gestellt werden soll.

Nach den bisher aufgezeigten Erkenntnissen dürfte ein Verbund als ausreichend bezeichnet werden, wenn $2,0 \cdot 10^6$ Lastspiele unter dem der Gebrauchslast entsprechenden Schwellbereich ertragen werden.

Anzustreben wäre bei einer diesbezüglichen Prüfung folgerichtig, daß bei dem größten vom Spannglied ertragenen Schwellbereich noch ein ausreichender Verbund erhalten bleibt. Sollte für ein

Spannverfahren dieser Wert nicht erreicht werden können, so bliebe festzustellen, bis zu welchem Schwellbereich der Verbund genügt, diese Grenze wäre im Dauerfestigkeitsnachweis zu berücksichtigen. Wird sie überschritten, so ist die Rißsicherheit nur mit Hilfe der vorhandenen schlaffen Bewehrung nachzuweisen.

Da die Güte des Verbundes jedoch vom schwächsten Verbundpartner abhängt, wird es für einzelne Spannverfahren vielleicht vertrieben sein, gerippte Blechkanäle zu verwenden, zumal auch die Oberfläche der einfachen glatten Röhrchen keineswegs kreisförmig und vollkommen glatt ist.

Jede Beule verursacht aber bereits einen zusätzlichen „Engpaßverbund“ zum einfachen Haftverbund [6]. Durch Vergleichsversuche an verschiedenen Röhrchenarten lassen sich vielleicht die endgültigen Verbund zu stellenden Forderungen abgrenzen. Eine Entscheidung darüber ist deshalb interessant, weil die Spannverfahren an gerippten Spannstählen bei Verwendung gerippter Röhrchen für den Vorteil der besseren Verbundwirkung den Nachteil ungünstigerer Reibungsverhältnisse verzeichnen müssen, während bei anderen Verfahren die schlechtere Verbundwirkung unberücksichtigt bleibt und die Reibungsvorteile ausgenutzt werden.

Daß der Auspreßmörtel den Verbundansprüchen genügen muß, ist eine Selbstverständlichkeit.

Bei der Vorspannung handelt es sich im allgemeinen um große Kräfte, auf deren genaue Eintragung es sehr ankommt, damit der innerische Eigenspannungszustand aus Vorspannung zuverlässig erreicht wird. Da sich die Gebrauchsspannungen aus der Überlagerung der Lastmomente und entgegenwirkenden Vorspannmomente ergeben, können geringe Ungenauigkeiten in der Eintragung großer Vorspannkräfte schon erhebliche Abweichungen der resultierenden Spannungen bewirken.

Während die Verankerung der vorgespannten Bewehrung von einzelnen Spannbetonunternehmungen verschieden gelöst wurde, wird die Vorspannbewehrung etwa bei allen gleich nach statischen Gesichtspunkten geführt. Dabei werden die Spannglieder im allgemeinen gekrümmt verlegt, so daß sie beim Spannvorgang infolge des ausgeübten Querdrucks und der damit verbundenen Reibung eine Dehnungsbehinderung erfahren. Infolge dieser Reibungsverluste nimmt die Spannkraft mit zunehmendem Abstand vom Anknüpfpunkt ständig ab.

Weicht nun der bei der Bauausführung angetroffene Reibungsverlust von dem durch Versuche bestimmten Wert stärker ab, so kann sich dies bei durchlaufenden Trägern, deren Spannglieder, dem Momentenverlauf angepaßt, über mehr als 2 Felder durchlaufen und nur von den Balkenenden angespannt werden, sehr unangenehm bemerkbar machen.

Ist der wirkliche Reibungsbeiwert größer als der vorausgesetzte, wird infolge des stärkeren Spannkraftgefälles eine Änderung in der errechneten Verteilung der Vorspannmomente zu erwarten sein, d. h. die Vorspannmomente werden sich in einem anderen Verhältnis ändern als die Spannkraft. Das bedeutet beispielsweise bei einem Dreifeldträger, daß sich das Vorspannmoment im Mittelfeld unter Umständen in bedeutend größerem Verhältnis verändert als die Spannkraft in diesem Feld, und daß dafür in den Randfeldern das Vorspannmoment weniger abfällt oder gar zunimmt.

Durch ein Überspannen der Spannglieder im Sinne der DIN 4227 können solche Verhältnisse nicht geändert werden. Man kann also in vielen Fällen das erforderliche Vorspannmoment im Mittelfeld nicht erreichen, wenn eine Zunahme des Vorspannmomentes in den Randfeldern vertretbar ist.

Es empfiehlt sich deshalb, in kritischen Fällen eine Parallelrechnung mit einem äußerst hoch angenommenen Reibungsbeiwert durchzuführen und zu überprüfen, ob die so errechneten Spannungsänderungen in zulässigem Rahmen bleiben.

Über die Reibung beim Vorspannen ist viel gesprochen und geschrieben worden.

Nach der theoretischen Gleichung der Seilreibung ist der Spannkraftverlust infolge Reibung abhängig vom Reibungsbeiwert μ und dem Umlenkwinkel φ . Da der Umlenkwinkel φ bei einem Spann-

gliedstrang gegeben ist, kann der Reibungseinfluß nur mit dem Reibungsbeiwert μ vermindert werden. Diese Tatsache löste das allgemeine Bestreben aus, möglichst niedrige Reibungsbeiwerte zu verwenden. In der Praxis sah das dann so aus, daß die zur Erreichung des Spannweges nötigen Spannkraften an der Presse bisweilen beträchtlich über dem Sollwert lagen und eine örtliche Überbeanspruchung der Spannstähle zur Folge hatten.

Betrachtet man die wirklichen Verhältnisse im Bauwerk, so ist zu erkennen, daß bei allen Spannverfahren, ganz gleich ob Bündel oder Einzelstab, ob glatte oder gerippte Drähte, neben den von μ und φ abhängigen Reibungsverlusten zusätzliche Verluste auftreten, die z. T. von der Spanngliedlänge l abhängen. Diese zusätzlichen Reibungsverluste enthalten Engpaßwirkungen durch Eindringen der Gleitkanäle beim Einbau und Betonieren, teilweises Aufrauen der Gleitfläche des weichen Blechkanals durch den harten Spannstahl, Unebenheiten der Gleitfläche, zusätzliche seitliche Reibung bei Großbündeln usw.

Je stärker die Krümmung der Spannglieder ist, um so mehr treten diese spannkraftvermindernden Einflüsse gegenüber dem Reibungsverlust aus φ und μ zurück. Aus diesem Grunde läßt sich schlecht ein allgemeingültiges, von der Spanngliedlänge abhängiges Glied in die Reibungsformel einführen, zumal die Einflüsse je nach Spannverfahren sehr verschieden sein können.

Wenn also heute allgemein die zu erwartenden Reibungsverluste beim Spannvorgang genau genug nach der Umlenkung bestimmt werden, so müssen der Berechnung Reibungsbeiwerte zugrunde gelegt werden, die den Anteil der Nebeneinflüsse weitgehend berücksichtigen. Solche Reibungsbeiwerte lassen sich nur im Versuch gewinnen. Zweckmäßig wird man die Versuchsspannglieder mit einer starken Krümmung verlegen, um hohe Anpreßdrücke und ein starkes Spannkraftgefälle zu erhalten, damit die punktwisen Dehnungsmessungen ein möglichst klares Bild ergeben. Solche Versuche führten für die verschiedenen Spannverfahren zu Reibungsbeiwerten von $\mu = 0,25$ bis $\mu = 0,50$. Es ist ganz klar, daß solche im Versuch ermittelten Reibungsbeiwerte nur eine Rechnungsgrundlage darstellen und keinen Anspruch auf unbedingte Zuverlässigkeit in jedem Einzelfall erheben können.

Je nach Spanngliedlänge und -krümmung können Abweichungen sowohl nach unten als auch nach oben auftreten. Es sind bei den verschiedensten Spannverfahren teilweise schon erheblich höhere Reibungsbeiwerte festgestellt worden. Es ist auch keine Seltenheit, daß theoretisch vollkommen gleich verlegte Spannglieder zur Erreichung des gleichen Spannweges verschiedene Pressendrucke erfordern. Solche Differenzen in der Manometerablesung deuten in vielen Fällen ohne Frage auf unterschiedliche Reibungsverhältnisse hin, sie können aber auch im ungenauen Ansetzen der Pressen begründet sein. Bei besonders hohen Pressenkräften ist bei zuverlässig mittigem Sitz der Presse die Ursache meistens in einer stellenweisen Zusammendrückung des Gleitkanals zu suchen (besonders starke Engpaßwirkung). Eine solche Gefahr ist besonders an Stellen gegeben, an denen gehäufte Querbewehrungen zwischen den Spanngliedern liegen und beim Rütteln auf diese gedrückt werden können.

Diese Hinweise mögen genügen, um zu zeigen, wie wichtig eine einwandfreie Herstellung des Spannbetons ist, wenn eine zuverlässige, den Rechnungsgrundlagen entsprechende Eintragung der Vorspannkraft gewährleistet werden soll. Es ist nun einmal erforderlich, beim Zusammen- und Einbau der Spannglieder sowie beim Einbringen des stets zu rüttelnden hochwertigsten Betons größte Sorgfalt anzuwenden und eine Genauigkeit anzustreben, wie sie bisher im Stahlbeton nicht üblich war.

Schrifttum:

- [1] Spannbeton — Richtlinien für Bemessung und Ausführung DIN 4227, Berlin 1954, Wilh. Ernst & Sohn.
- [2] Rüsch, Spannbeton — Erläuterungen zu DIN 4227, Berlin 1954, Wilh. Ernst & Sohn.
- [3] Spannstähle und Spannverfahren für Spannbeton nach DIN 4227 — Vorläufige Richtlinien für die Prüfungen bei Zulassung und Abnahme.
- [4] Leonhardt-Baur, Brücken aus Spannbeton, B. u. St. 1950, S. 182/187 und 207/215.
- [5] Wittfoth, Das Spannverfahren PZ, Bautechnik 1954, S. 345/356.
- [6] Bährer, Eisenbahnbrücken aus Spannbeton-Erfahrungen beim Bau, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 112.

Verschiedenes

Tiefe Pfahlgründung der Söderströmbrücke in Stockholm

Die Gründung für die neue Eisenbahnbrücke über den Söderström und gleichzeitig für eine spätere danebenliegende Straßenbrücke (Bild 1) ist wegen der hierbei verwendeten langen Pfähle und deren Ausführung sehr bemerkenswert [1]. Im Zuge der neuen Brücken geht die Wassertiefe bis auf 20 m herunter, und der tragfähige Boden liegt an der tiefsten Stelle etwa 60 m unter Mittelwasserstand. Der tragfähige Fels ist von starken Schlamm-, Lehm- und Sandschichten überlagert (Bild 2). Unter diesen Umständen kam für die Pfeiler nur eine Pfahlgründung in Frage.

Rohrs 9 mm. Am unteren Ende ist das Stahlrohr mit einer geteten, meißelförmigen Spitze versehen (Bild 3).

Daß man bewehrte, mit Beton gefüllte Stahlrohrpfähle an von Fertigbetonpfählen verwendete, beruhte im wesentlichen darauf, daß Betonpfähle bei einer Länge bis zu 60 m, d. h. mit einem Gewicht von 40 t, eine Rammausrüstung erfordern hätten, die nicht in der Verfügung stand, für Stahlrohre dagegen die vorhandenen Meßkrane der Hafenverwaltung mit 4 t Bürgewicht und die äußere verfügbare 5-t-Ramme eines schwedischen Bauunternehmens genügten.

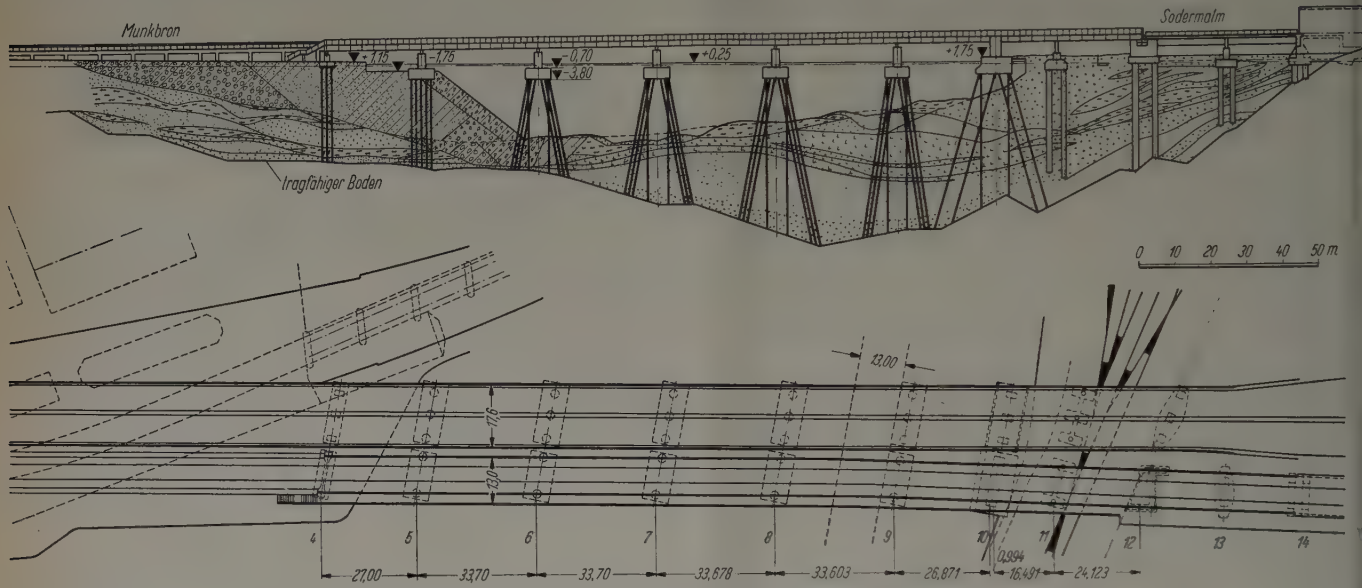


Bild 1. Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Söderström, Längsschnitt und Grundriß.

Die 7,5 m breiten und 3 m dicken Grundplatten der Strompfeiler — getrennt für die Eisenbahn- und Straßenbrücke — enden etwa 4 m unter Mittelwasser und schließen hier die Pfahlköpfe zusammen. Die aufgehenden Pfeilerteile sind 2 m dicke Rundsäulen, je 2 für die Eisenbahn- und je 3 für die Straßenbrücke. Auf ihnen ruhen unmittelbar die Stahlüberbauten. Jede Grundplatte wird von 20 Pfählen getragen, von denen jeder bei Normalbelastung etwa 125 t und im Sonderbelastungsfall 137 t aufnimmt. Die Pfähle sind Stahlrohrpfähle. Sie wurden bis auf den tragfähigen Baugrund gerammt, danach im Innern mit Bewehrung versehen und mit Beton gefüllt.

Das Tragvermögen der Pfähle ist unter der Annahme berechnet worden, daß lediglich der Betonpfahl trägt. Die im Wasser frei stehenden Teile der Pfähle erhielten mit Rücksicht auf die erforderliche Knicksicherheit einen Innendurchmesser von 75 cm, während der in den festeren Bodenschichten stehende Teil einen Innendurchmesser von 45 cm aufweist. Die Stahlrohre bestehen aus St 37 S. Die Wanddicke des 45-cm-Stahlrohrs ist 8 mm, die des 75-cm-

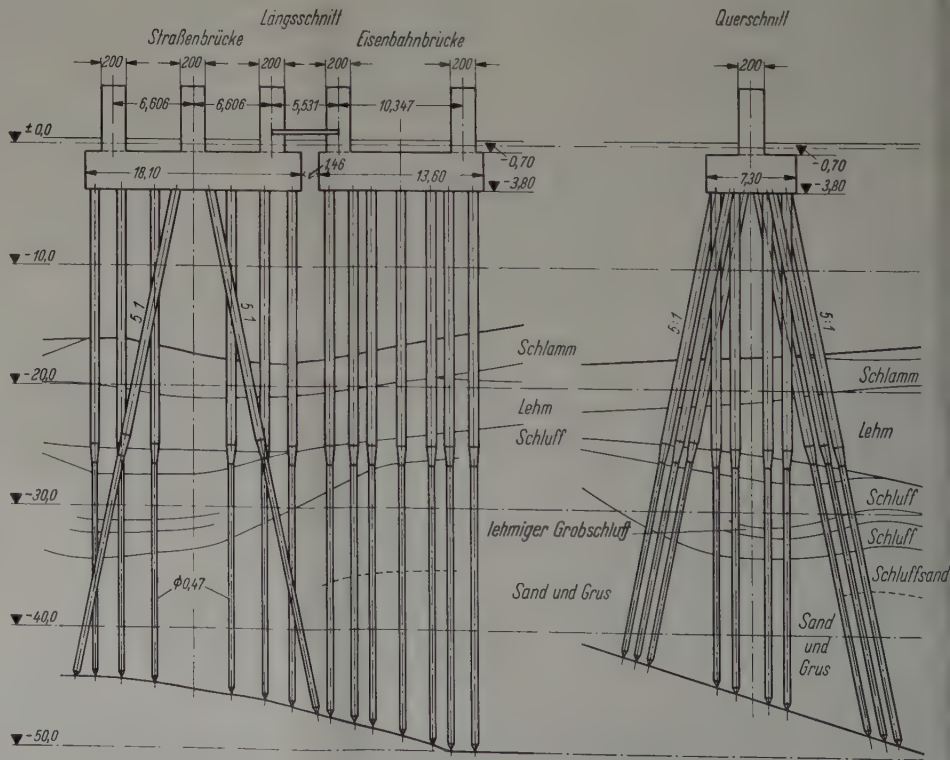


Bild 2. Pfahlgründungen im Wasser und Boden

Für die Bewehrung wurden an Land fertiggestellte Bewehrungs-
lette von 16 m Länge mit Hilfe eines Schwimmkrans in die ein-
sammt Stahlrohre abgelassen und mittels Stumpfschweißung
ammengefügt. Trotz der verhältnismäßig großen Beanspruchung
beim Rammen wurden nur ganz vereinzelte Rohre beschädigt,
daß der Beton, wie vorgesehen, im Trocknen eingebracht wer-
konnte. Da man jedoch an die Betongüte hohe Anforderungen
len mußte — wozu u. a. auch die Verdichtung durch Rüttler
orderlich war —, ergaben sich einige Schwierigkeiten.

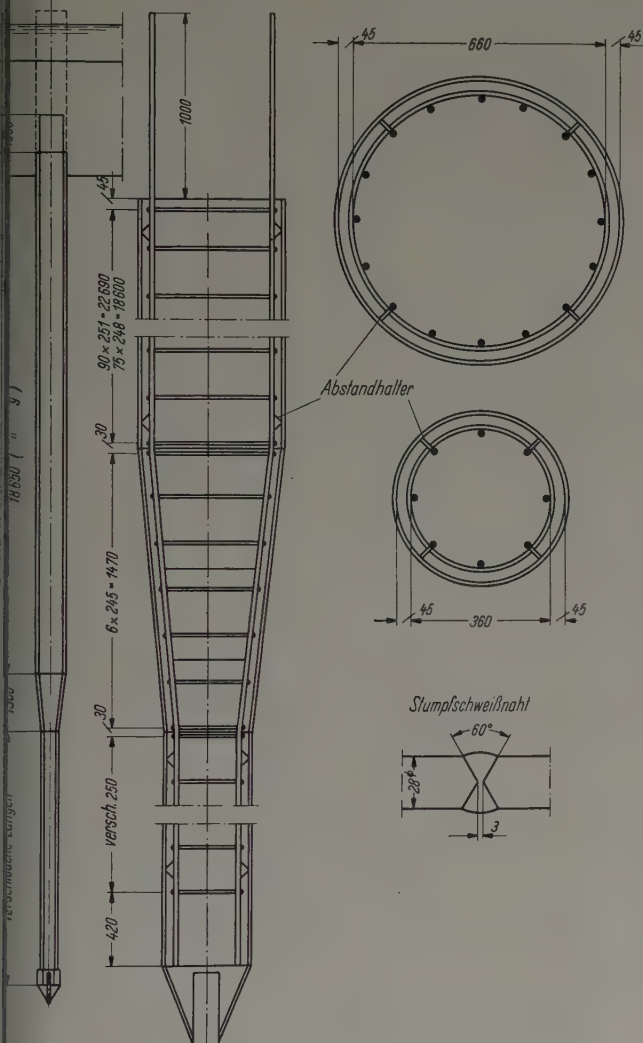


Bild 3. Stahlrohrpfahl mit Bewehrung

Durch die Bewehrung in den Pfählen konnte das Einbringen des
Btons in das Rohr sehr behindert werden, und man mußte infolge-
sen Hohlräume im Beton und schlechten Verbund von Beton
und Bewehrung befürchten. Somit war notwendigerweise ein Ver-
fahren zu wählen, das derartige Gefahren ausschloß.

Nach verschiedenen Probebetonierungen, auch mit dem Prepa-
kverfahren [2], wählte man ein neues, auf den vorliegenden Sonder-
fall abgestelltes, das sog. „Schüttflaschenverfahren“. Die Schüttflasche
(Bild 4) hat einen Durchmesser, der es gestattet, daß sie innerhalb
der Bewehrung gut durchgeht. Sie hängt an einer Kette und wird
mittels eines Spills durch einen Schwimmkran auf- und niedergeholt.
Sie besteht aus einem Rohr, das durch ein kegelförmiges Boden-
ventil geschlossen wird. Der Ventilkegel steht über ein Rohr mit
einer selbsttätigen aus Bild 4 ersichtlichen Auslösevorrichtung im
oberen Teil der Flasche in Verbindung. Das Ventil wird ausgelöst,
wenn die gefüllte Flasche auf den vorher eingebrachten Beton auf-
setzt. Infolge der Kegelform des Bodenventils entleert sich die
Flasche leichter als bei flachem Boden. Ferner wird der Beton ge-
rungen, gegen das Mantelrohr des Pfahls zu fließen, wodurch die
Bewehrungsstäbe besser umschlossen werden, als wenn der Beton
einfach abwärts entleert würde.

Das Flaschenventil wurde ferner mit einer Rüttelvorrichtung ver-
sehen, die in Zusammenarbeit mit AB Vibrowerk gestaltet wurde.
Sie besteht aus einem 100-mm-Stabrüttler, der am Ventilkegel be-

festigt ist und 55 cm nach unten herausragt. Eine Fül-
lung der Flasche entspricht einer Steighöhe des Betons im
Pfahl von 50 cm. Der Rüttler durchrüttelt diese Masse und
kommt auch gerade noch in Be-
rührung mit der vorhergehen-
den Betonlage. Der Motor ist
im oberen Flaschenteil dicht
über dem Einfüllloch für den
Beton eingebaut. Er steht mit
dem Rüttler durch eine biege-
same Welle in Verbindung, und
zwar innerhalb des Rohres, an
dem der Ventilkegel aufge-
hängt ist. Der Motor erhält
seinen Strom durch ein elek-
trisches Kabel, das neben dem
Hebeseil zur Flasche läuft.

Die Schüttflaschen für die
45-cm- bzw. für die 75-cm-
Pfahlabschnitte erhielten ver-
schiedene Abmessungen. Die
kleine Flasche faßt 100, die
größere 280 Liter Beton. Die
Leistung beträgt etwa 10 bzw.
25 m³ je Schicht.

Bei der großen Einbrin-
gungstiefe war es häufig nicht
möglich, sich ein Bild über das
Verdichtungsergebnis zu ma-
chen. Es bestand also die Ge-
fahr einer zu geringen oder zu
starken Rüttlung. Die erstere
konnte vermieden werden
durch Vorschreiben einer Min-
dest-Rüttelzeit. Die Gefahr der
Entmischung des Betons durch
zu langes Rütteln begegnete
man durch Anwendung eines
sog. „stabilen“ Betons nach
dem Vorschlag des Zement-
und Beton-Instituts der Kgl.
Technischen Hochschule in
Stockholm [3]. Der stabile Be-
ton ist in diesem Falle dadurch
gekennzeichnet, daß er mehr
Sand enthält als eine übliche
Mischung, die auf Erzielung
einer hohen Festigkeit abge-
stellt ist. Der Tatsache, daß
der stabile Beton gegenüber
längerem Rütteln unempfind-
lich ist, steht gegenüber, daß
er etwas weniger Festigkeit
aufweist. Seiner sonstigen
guten Eigenschaften wegen
glaubte man jedoch, dies in
Kauf nehmen zu können.

Bei den Versuchsbetonierun-
gen in 2 und 10 m langen
Pfählen mit der oben be-
schriebenen Schüttflasche konn-
te man feststellen, daß weder
Hohlräume noch Arbeitsfugen entstanden. Der Beton blieb homo-
gen, und das Verfahren erwies sich überdies als einfach. Daraufhin
wurde bestimmt, daß der gesamte Beton der Gründung mit diesen
Schüttflaschen eingebracht werden sollte.

Wie wirksam das Rütteln in den Stahlrohrpfählen war, ging aus
einer Anzahl Druckmessungen hervor, die Prof. Nils H a s t von
der Technischen Hochschule, Stockholm, auf der Baustelle mit Hilfe
besonderer Druckdosen vornehmen ließ. Dabei zeigte es sich, daß
der Druck bis auf 18 t/m² beim Einbringen und Rütteln stieg. Ein
so hoher Druck dürfte eine beträchtlich hohe Verdichtung des Be-
tons gewährleisten.

Mit dem beschriebenen „Schüttflaschen-Verfahren“ wurden 3000 m³
Beton eingebracht. Die Gesamtlänge der so erstellten Pfähle beträgt
rd. 12 km.

Schrifttum:

- [1] Vgl. Lundahl u. Rinkert: Armerade, betongfyllda stålörspålar vid ny järnvägs-
och gatubro över Söderström i Stockholm, Betong 1954, H. 3, S. 157.
- [2] Aster: Neue Wege der Betontechnik in den USA. B. u. St. 1950, H. 11, S. 266; vgl.
auch: Zeh: Das Intrusion- und Prepaht-Verfahren. Bauwirtschaft 1950, H. 10, S. 4.
- [3] Vgl. Betong 1951, H. 1.

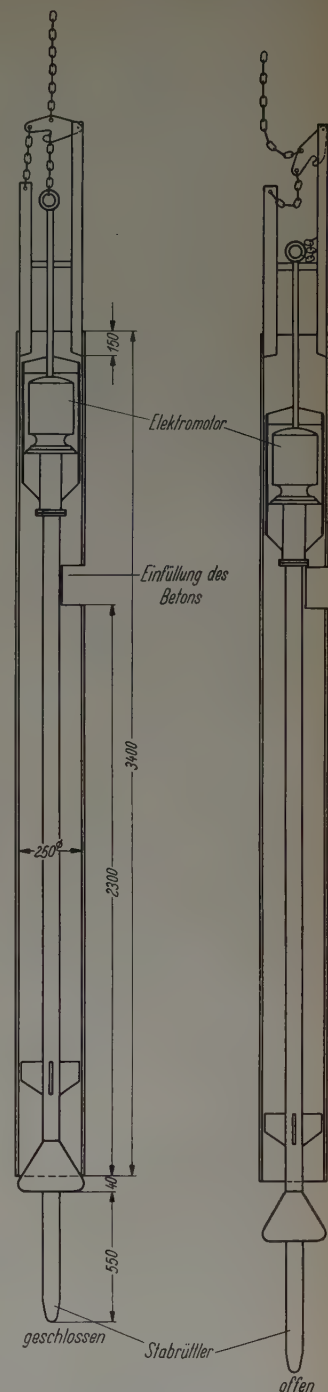


Bild 4. Schüttflasche mit selbsttätiger Aus-
lösung des Bodenventils und Rüttleinrich-
tung (geschlossen und offen).

52. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. in Hamburg

Die diesjährige 52. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins fand am 27. und 28. April 1955 in Hamburg statt. Die Vortragsveranstaltung im Operettenhaus wurde mit dem Klaviertrio Nr. 1, G-Dur, von Joseph Haydn, vorgetragen von dem Hamburger Trio, eingeleitet. Senator v. Fisenne überbrachte im Namen der Freien und Hansestadt Hamburg der Versammlung herzliche Grüße. Anschließend hieß der Vorsitzende, Dr.-Ing. Minetti, vier hochbetagte namhafte Persönlichkeiten, viele Gäste aus aller Welt, unter ihnen besonders die Vertreter aus Mitteldeutschland und dem Saargebiet und die zahlreich erschienenen Mitglieder herzlich willkommen. Nach dem Gedenken der verstorbenen Mitglieder und Freunde des Vereins überreichte er die alljährlich einmal verliehene Emil-Mörsch-Gedenkmünze an Ministerialrat Dr.-Ing. Bruno Hampe, Bonn, „weil er durch seine Forschungen auf dem Gebiete des Massensbetons, durch sein unablässiges, erfolgreiches Bemühen, die Bauausführung auf neuen Wegen zu verbessern und nicht zuletzt dadurch, daß er mit dem Mute zur Verantwortung immer wieder neuen Entwicklungen Raum gab, die Anwendung des Betons im Wasserbau und Brückenbau nachhaltig gefördert hat.“

Anschließend wurde erstmals der im Jahre 1953 gestiftete Dischinger-Preis für hervorragende dem Stahlbetonbau zugewandte Studienleistungen in der Fachrichtung Konstruktiver Ingenieurbau an der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg, der Wirkungsstätte Professor Dischingers, verteilt. Empfänger dieses Preises war Dipl.-Ing. Helmut Herold, Düsseldorf.

Sodann gab Professor Dr. phil. Pascual Jordan von der Hamburger Universität in seinem Vortrag „Weltentstehung und Elemententstehung“ hochinteressante Einblicke in die Gebiete der Kosmologie, der Astrophysik und der Atomforschung. Durch die Radioastronomie ist vor 2 Jahren die Spiralstruktur der Milchstraße festgestellt worden. Die Vereinigten Staaten besitzen größte astronomische Fernrohre mit im Durchmesser 5 m großen Hohlspiegeln und der unfakbar großen Reichweite von 2 Milliarden Lichtjahren. Die Forschung mit solchen Hilfsmitteln hat ergeben, daß der Kosmos fortlaufenden Änderungen unterworfen ist, sich also als geschichtliches Gebilde erweist. Nach der auf den amerikanischen Astronomen Hubble zurückgehenden Erkenntnis zerstreut sich die Gesamtheit der Spiralnebel in einem gewaltigen Dehnungsvorgang immer weiter. Umgekehrt bestand der „chaotische Urzustand“ vor rund 4 Milliarden Jahren darin, daß die Spiralnebel ganz dicht zusammengeballt waren. Die Erde ist vor etwa 3,5 Milliarden Jahren erstarrt. Diese kosmologischen Feststellungen werden nach einer Theorie amerikanischer Physiker mit dem Problem der historischen Entstehung der höheren Elemente verknüpft. Also besitzen auch die chemischen Elemente ein bestimmtes, begrenztes Alter. Im Urbeginn der Welt, als die Materie unendlich dicht zusammengeballt war, herrschten im Kosmos für ganz kurze Zeit Temperaturen, die denen einer explodierenden Atombombe entsprechen. Danach vollzog sich die Entwicklung der chemischen Elemente, die ebenso wandelbar sind wie der Kosmos. Es ist sogar möglich, daß auch heute noch neue Elemente entstehen.

Die feierliche Eröffnung der Tagung fand ihren Ausklang in dem Finale aus der „Sonata a tre“ von Gian Francesco Malipiero.

Zu Beginn der Fachvorträge betrachtete Dipl.-Ing. Trautwein, Architekt BDA, Hamburg, das Bauen in geistvoll erdachten Zwiesgesprächen sub specie aeternitatis. Die schier unbegrenzte Haltbarkeit und Formbarkeit von Beton und Stahlbeton bedeuten für den Gestalter eine erhöhte Verpflichtung im Hinblick auf das Urteil der Zukunft. Wenn auch meistens nur geringe Anforderungen an den ideellen Wert der Bauten gestellt würden, sei doch der Architekt glücklich zu preisen, der mit seinen Bauträgern um die Form ringen kann.

Erster Baudirektor Sill, Hamburg, berichtete über ein neues Verfahren zur Ausschreibung von Wettbewerben, das sich kürzlich bei dem Wettbewerb des Obst- und Gemüsegroßmarktes Hammerbrook in Hamburg erneut ausgezeichnet bewährt hat. An Stelle des ursprünglich vorgeschlagenen üblichen Ideenwettbewerbs hat die Baubehörde 8 je von Architekten und Bauunternehmungen gebildete Arbeitsgruppen aufgefördert, erstens einen Entwurf der Gesamtanordnung in verkehrstechnischer und betrieblicher Hinsicht und zweitens einen baureifen Entwurf mit Angabe des Preises für den Rohbau der 36 000 m² großen Markthalle aufzustellen. Gewertet wurden: Verkehr und Marktbetrieb — Konstruktion der Halle — Kosten und Wirtschaftlichkeit. Der Wettbewerb brachte den echten Gemeinschaftsarbeit von Ingenieur und Architekt unter Hinzuziehung von Betriebs- und Verkehrsfachleuten auf sehr hohem Niveau stehende Entwürfe. Besonderen Beifall fand die Anregung des Redners, mit den ausgezeichneten Wettbewerbsarbeiten auch die

Konstruktions-Ingenieure der beteiligten Firmen namentlich vorzuheben.

Mit dem Thema „Das Für und Wider der n -freien Bemessung“, d. h. mit der Erörterung um die Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit der Abkehr von der bisher üblichen Art der Bemessung und des Übergangs zum Traglastverfahren, befaßte sich zunächst Professor Dr. techn. Jäger von der Technischen Hochschule Wien. Die Festigkeitslehre muß sich von allen Idealisierungen des Hookeschen Gesetzes freimachen, denn nur dann ist Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung zu erwarten. Die wirtschaftliche Bemessung setzt die Kenntnis des für einen Bauteil gefährlichen oder kritischen Zustandes voraus. Daher muß eine rechnerische Untersuchung bis zu diesen Laststufen geführt werden. Das ist mit der starren Verhältniszahl $n = 15$ nicht möglich, wohl aber mit dem Traglastverfahren, das das wirkliche Arbeitsvermögen von Beton und Stahl berücksichtigt. Durch Wahl eines gleichen Sicherheitsgrades bei gleicher Beanspruchung kann die größte Wirtschaftlichkeit erzielt und auf die Festlegung von zulässigen Spannungen verzichtet werden. Nach einem Vorschlag des Vortragenden ist eine bedeutende Vereinfachung der Bemessungsformeln für Biegebeanspruchung in die österreichische Stahlbetonnorm aufgenommen worden. Hierbei darf eine bestimmte Grenzbewehrung nicht überschritten werden, die sich nach der Beanspruchung und Stahlgüte richtet und mit genormten Arbeitslinien einwandfrei ermittelt werden kann. Die Vorteile des Traglastverfahrens liegen in der besseren Ausnutzung der Betondruckzone und in der Verringerung der Druckbewehrung bei sehr beschränkter Bauhöhe. Das neue Verfahren ermöglicht schlankere Gestaltung mit einem geringeren Stahlverbrauch als bisher.

Als zweiter Redner sprach über das „Für und Wider der n -freien Bemessung“ Dr.-Ing. Bonatz, Frankfurt/Main. Unter den zahlreichen vorgeschlagenen n -freien Bemessungsverfahren sind diejenigen, die eine genaue Beschreibung der tatsächlichen inneren Verhältnisse ermöglichen, wegen ihrer Umständlichkeit für den praktischen Gebrauch ungeeignet. Die vereinfachten Verfahren aber kommen der Wirklichkeit auch nicht näher als das n -Verfahren. Andererseits kann das n -Verfahren dieselben Ergebnisse liefern, wie eine Rechnung mit einem n -freien Verfahren, wenn die zulässigen Beanspruchungen entsprechend festgesetzt werden. Es kommt also nur auf die geeignete Wahl der Sicherheitsverhältnisse an. Der Vortragende bestritt die Behauptung, Bruchrisikoprüfung von vorgespannten Bauteilen sei nur mit Hilfe eines n -freien Verfahrens möglich, und rief dringend deren Einführung ab, da diese nicht nur durch völlige Umgestaltung von Normblättern eine große Erschwerung der praktischen Arbeit bedeuten, sondern auch eine weitgehende Umstellung in der Denkweise erforderlich machen würde.

In der Diskussion grenzte Prof. Dr.-Ing. Gaede, Hannover, das Gebiet nach dem Bewehrungsanteil scharf ab, in dem die Bemessung mit „ n “ zu unbefriedigenden Ergebnissen führt. In diesem Bereich empfehle sich ein n -freies Verfahren, wobei die praktisch einfachste Lösung gewählt werden könne, da die Ergebnisse der verschiedenen Vorschläge nur unwesentlich voneinander abweichen.

Professor Dr.-Ing. Deininger, Stuttgart, der den Vorschlag Bonatz unterstützte, stellte insbesondere praktische Gesichtspunkte heraus. Wenn nur wenige Prozent Gewinn erzielt würden, müßte das klassische Verfahren beibehalten werden, das auch heute noch befriedigt. Das Nebeneinander zweier Methoden sei sehr unglücklich und müßte abgelehnt werden.

Dr.-Ing. Bay, Frankfurt am Main, betonte, daß das n -Verfahren nicht mehr oder weniger idealisiert als die vielen n -freien Verfahren. Erst wenn die beiden Fragen der praktischen Notwendigkeit und der methodischen Erfordernisse geklärt seien, könne an Änderung der Vorschriften gedacht werden.

Dr.-Ing. Leonhardt, Stuttgart, vertrat die Meinung, daß das n -Verfahren durch ein n -freies Verfahren abgelöst werden sollte. Zur Zeit sei zwar noch kein n -freies Verfahren ausgereift. Die österreichischen Fachkollegen müsse für die Entwicklung des Traglastverfahrens Dank gesagt werden.

Der Diskussionsleiter, Professor Dr.-Ing. Mehmel, Darmstadt, erörterte noch einmal ausführlich die verschiedenen Auffassungen und gab auch noch Einzelheiten zu dem angeschnittenen Problem bekannt, wie z. B. die Ergebnisse seiner eigenen Druckschwellversuche. Schließlich dankte Regierungsbaumeister Bornemann allen Rednern, die den Mut hatten, das „heiße Eisen anzufassen“.

Den Abschluß des ersten Tages bildete der traditionelle gesellige Abend mit Damen, der im Curio-Haus stattfand.

Die Vortragsreihe des zweiten Tages eröffnete Regierungsbaumeister Würfel, Minden, Wasser- u. Schiffsahrtsamt, mit seinem Bericht über Betonarbeiten an den Mittelweserstauseen. Die Staustufen bei Hemelingen und Dörverden wurden in den Jahren 1914 und 1915, die Staustufe Petershagen 1933 in Betrieb genommen. 1955 wird die Staustufe Drakenburg in Betrieb gehen.

Schlüsselburg. Im Bau ist weiter die Staustufe Langwedel; als Staustufe wird die bei Landesbergen in Angriff genommen. Ein nur in der Mittelweser enthält i. M. 18 000 m³ Beton bei nur Stahlbewehrung, eine Schleuse 45 000 m³ Beton bei 800 t Bewehrungsstahl. Während Schleusen und Wehre noch als Massenaubauten gelten können, sind die Kraftwerke mit 15 000 m³ Beton und 800 t Bewehrung als Stahlbetonbauten zu bezeichnen. Mit Rücksicht auf die Aggressivität des Weserwassers ist es besonders wichtig, einen rissfreien Beton mit mäßigen Wärmespannungen großer Dichtigkeit herzustellen. Dieses Ziel wurde durch Verwendung von Hochofenzement unter Zusatz von Traß und luftbildenden Betonverflüssigern erreicht.

Im Bau des Wehres Schlüsselburg war bemerkenswert, daß auch aus wirtschaftlichen Gründen zwei Pfeiler mit Druckluft fundiert wurden. Die Baugruben der Schleusen werden meist bei Grundwasserspiegelsenkung trocken gehalten, da die unzulässige Schicht zu tief liegt und Spundwandumschließungen zu werden. 15 Blöcke von je 15 m Länge bilden die 225 m langen Schleusenkammern. Die Stahl Schalung wird nur für eine Blocke hergestellt und jeweils verfahren.

Bei allen Verbundbrücken und Spannbetonbrücken an der Mittelweser wird neuerdings zum Verdichten der unmittelbar befahrenen Platten der von Oberregierungsbaurät Pfaue entwickelte Betonfertiger eingesetzt, der sich gut bewährt hat.

Abschließend berichtete Direktor Bach, München, Siemens-Bau- und Versuchsanstalt, über Bauarbeiten in Afghanistan. Er gibt zunächst einen interessanten Überblick über Land und Leute Afghanistans und über seine Wirtschaftsverhältnisse. Eingehend handelt es sich dann die in 1100 m Höhe am Kabul-Fluß liegende Wasserkraftanlage Sarobi, die seit 1951 von der Siemens-Bauunion AG und der C. Baresel A. G. im Selbstkostenerstattungsvertrag gebaut wird. Die Anlage besteht aus einem Wehr mit 3 Öffnungen je 18 m l. W., einem 3700 m langen Druckstollen mit einem Innendurchmesser von 6 m, einem 40 m tiefen und 28 m weiten Wasserschloß und dem 4 km unterhalb des Wehres gelegenen Krafthaus. Die Anlage Sarobi leistet im ersten Ausbau 22 000 kW. Sie kann später bis auf 43 000 kW ausgebaut werden. Die außerordentlich geringe Anbeförderung der Geräte und Baustoffe, die Errichtung eines Baukraftwerkes von 600 kW, die umfangreichen Felsungen mit flüssigem Sauerstoff und die Verankerung eines Betonschlammes mit vorgespannten Stahllankern wurden näher beschrieben.

Als dem Vortrag von Dr.-Ing. E. h. Mühradt, Hamburg, über Stahlbeton beim Wiederaufbau des Hafens Hamburg, den Oberbaurät Benrath an Stelle des erkrankten Hafenbaudirektors hielt, ergab sich, daß der Stahlbeton im Hamburger Hafen erst verhältnismäßig spät zur Anwendung kam. Es entstand die erste Winkelstützmauer aus Stahlbeton auf Stahlpfählen mit Stahlbetonspundwand. Seit 1930 traten wieder Spundwandwände an die Stelle von Stahlbetonspundwandwänden. Der Einsatz von Kaishuppen in Zeiß-Dywidag-Schalbauweise wurde 1933 eingeführt. Stahlbetonpontons wurden erst 1940 versuchsweise gebaut.

Nach 1945 löste der Mangel an Holz und Stahl das Vordringen von Stahlbeton im Hafenbau aus. Etwa die Hälfte der nach 1945 errichteten Kaishuppen sind Stahlbetonbauten, und zwar monolithische Schalenaubauten, vorgespannte Konstruktionen oder Montage-Bauten teils mit Betonfertigteilen, teils in Ortbeton. Im Kaimauern herrscht heute die biegezugsfeste Stahlbetonkammer mit hochliegender massiver Platte und vorderem Mauerwerk vor. Auf Grund der wesentlich geringeren Unterhaltungskosten und der durch das hohe Gewicht bedingten ruhigen Lage sich der Stahlbeton auch im Pontonbau weitgehend durchgesetzt. Als Gesamtergebnis wird der eindeutige Erfolg des Stahlbetonbaues durch technische Vervollkommenung festgestellt.

Dr.-Ing. Kuhn, München, Rhein-Main-Donau A. G., gab einen Bericht über den Einfluß der Feinstandaufbereitung auf den Beton des Lechkraftwerkes Rain. Durch Gleichuntersuchungen wurde festgestellt, daß der Beton auf den Stellen der Rhein-Main-Donau A. G. am Lech, u. a. in Oberbayern, eine geringere Wasserdichtigkeit aufwies als der Beton der Baustufen am Main, wie z. B. in Gollmannsdorf. Als Ursache ermittelte man einen zu großen Gehalt der Zuschlagstoffe an mehltem Sand. Daher wird beim Bau des Kraftwerkes Rain am Lech Sand 0,3 mm besonders aufbereitet und das abschlämmbare unter 0,1 mm entfernt. Die Vertikal- und Horizontalschlämme wurden beschrieben sowie über die Prüfungen des Bau- und Betonbetons und Laboratoriumsversuche eingehend berichtet. Es zeigte sich, daß die Feinstandaufbereitung eine Gütesteigerung des Betons erbringt. Gegenüber der üblichen Waschanlage tritt keine Erhöhung der Betongestehungskosten ein.

Im Anschluß hieran erläuterte Dr. Loevenich, Hamburg, ein pyknometerartiges Gerät zur schnellen Feststellung der Eigendichte von Zuschlagstoffen, das in angelsächsischen Ländern eingeführt worden ist.

Dr. techn. Soretz, Wien, berichtete über Versuche an Stahlbetonrippendecken bei langdauernder, ruhender Belastung. Die Versuche wurden unter der Leitung des Vortragenden am physikalischen Laboratorium der Schmidt-Stahlwerke in Wien im Auftrage der TOR-ISTEG-Steel Corporation, Luxemburg, durchgeführt. Es sollte der Einfluß einer solchen Belastung auf die Ribbildung bei Verwendung von Tor-Stahl 60 mit $\sigma_{e\text{zul}} = 3500 \text{ kg/cm}^2$ festgestellt werden. Als Versuchskörper dienten acht 5 m weit gespannte Stahlbetonrippendecken mit verschieden starker Bewehrung. Die Decken wurden mit stufenweise bis zum Bruch gesteigerter Gewichtsbelastung auf Biegung beansprucht. Fünf Decken wurden in jeder Belastungsstufe bis zum Erreichen des Beharrungszustandes der Ribbildung belastet, drei Decken zum Vergleich dem üblichen Kurzzeitversuch unterworfen. Der Vortragende gab die wichtigsten Versuchsergebnisse bekannt: Die Ribbildung wird durch die Anzahl der Risse, die größte Ribweite, die Summe der Ribweiten und die mittlere Ribweite gekennzeichnet. Abschließend wurde festgestellt, daß die durchgeführten Versuche mit Tor-Stahlbewehrung in Einklang mit den bekannten Dauerstandversuchen mit Bewehrung aus naturhartem Stahl stehen.

Dr.-Ing. Weil, Stuttgart, gab zu dem von Dr. Soretz behandelten Thema noch verschiedene Erläuterungen und Ergänzungen. Insbesondere verwies er auf den Vortrag von Prof. Dr. Graf auf dem Berliner Betontag 1952. Er bemerkte, daß im Freien Ribweiten bis etwa 0,2 mm hingenommen werden können, und daß auch andernorts ähnliche Versuche durchgeführt wurden, die eine Handhabe für die Entscheidung über die zulässige Anstrengung der Sonderbetonstähle geben sollen.

Im Rahmen des letzten Themas der Tagung „Praktische und theoretische Probleme beim Spannbeton“ erläuterte Professor Dr.-Ing. Zorna, Frankfurt a. M., Philipp Holzmann AG, vom Standpunkt des Spannbetonkonstruktors zunächst Fragen, die bei der Verwirklichung des der Rechnung zugrunde liegenden Zustandes bei der Bauausführung auftreten. Hierzu gehört u. a. die Bündelausbildung von Spanngliedern. Drähte mit ovalem Querschnitt und großer Querschnittsfläche werden als vorteilhaft erkannt. Um die Anzahl der Spannglieder gering zu halten, ist es wünschenswert, möglichst große Spannkraft je Bündel zur Verfügung zu haben. Die zweckmäßigste Größe der Spannkraft je Bündel hängt von der Gesamtvorspannkraft im Querschnitt ab. Auch Spannkraft von 100 t je Bündel gestatten eine ausreichende Verteilung über den Querschnitt. Die nach dem Spannen und Verankern herausstehenden Spannstähle können ohne nachteilige Folgen mit dem Schneidbrenner abgeschnitten werden. Der Vortragende behandelte weiterhin die Verankerung von Spannstählen, den Umsetzweg, der beim Entfernen des Spanngerätes und Umsetzen der Spannkraft auf die Verankerung auftritt und schließlich die Ausbildung der Gleitkanalhüllen sowie die Reibung im Gleitkanal, die vom Anpreßdruck abhängt.

Im Anschluß hieran unterbreitete Professor Dr.-Ing. Fritz, Karlsruhe, Vorschläge für die Beseitigung der reibungsbedingten Spannkraftverluste bei Einzelspanngliedern mit einem Verfahren, das sich aus Versuchen an einem naturgroßen, 20 m langen Spannbetonträger mit Dywidag-Spanngliedern bei einem Umlenkwinkel von 41° ergeben hat und das darin besteht, auf das Spannglied in seiner Längsrichtung kräftige Prellschläge, etwa durch einen Vorschlaghammer, auszuüben. Hierbei muß das Spanngliedende auf besondere Art federnd gelagert sein. In verschiedenen Bildern zeigte der Vortragende die Ausbildung der federnden Lagerung und den Spannkraftverlauf vor und nach der Schlagbeanspruchung, woraus man die nahezu vollkommene Beseitigung der reibungsbedingten Spannkraftverluste erkennen konnte. Bemerkenswert erschien auch der Hinweis, daß das gleiche Verfahren auch bei gebündelbewehrten Spannbeton-Baugliedern mit Erfolg angewendet werden kann.

Schließlich erörterte Dr.-Ing. Franz, Frankfurt a. M., Wayss & Freytag A. G., das Verhalten von Spannbeton bei Überlastung. Beim Spannbeton ist der Unterschied zwischen dem Gebrauchszustand und demjenigen bei Überlastung wesentlich größer als beim Stahlbeton. Bei weiterer Laststeigerung verhält sich das Spannbetonbauglied wieder ähnlich wie ein Stahlbetonglied. Hieraus zog der Vortragende verschiedene Folgerungen und beschäftigte sich dann mit dem in Deutschland noch wenig behandelten Problem der Schnittkraftverteilung bei höheren Laststufen. Die Erforschung des nicht-linearen Verhaltens von Spannbeton befindet sich zwar noch in den Anfängen; man kann jedoch bereits erkennen, daß diese Eigenart des Spannbetons bei statisch unbestimmten Systemen zusätzliche Sicherheiten gewährt, die allerdings heute noch nicht in Anspruch genommen werden dürfen.

In seinem Schlußwort erwähnte Dr.-Ing. Minetti, daß der nächste Betontag wahrscheinlich erst 1957 stattfinden wird.

Betonfestigkeitsuntersuchungen mit Ultraschall [1]

Über die zerstörungsfreie Betonprüfung mit Ultraschall wurde in dieser Zeitschrift schon früher berichtet [2, 3], wobei der Verfasser von [2] gewisse Vorbehalte hinsichtlich der Prüffähigkeit der Druckfestigkeit machte. In England wurde nun die Druckfestigkeit der für einen Schulbau bestimmten Stahlbetonfertigteile, die am Ort zusammengebaut und vorgespannt werden sollten, in größerem Umfange mit Ultraschall geprüft.

Die Fertigteile waren 1 m lang, im Querschnitt etwa T-förmig mit 18 cm breitem Flansch und fachwerkartig aufgelöstem Steg. Die Druckfestigkeit des Flansches war besonders bedeutsam, da er im Bauwerk durch die Vorspannung die stärkste Beanspruchung aufzunehmen hatte. Daher wurden die Untersuchungen stets am Flansch, und zwar an je 3 Stellen (in der Mitte und nahe den Enden) vorgenommen.

Das Prüfgerät war in unmittelbarer Nähe des Fertigungsplatzes aufgestellt. Die Werkstücke wurden mit Förderband zugeführt, so daß einschließlich der notwendigen Vorbereitungen etwa 20 Stücke stündlich geprüft werden konnten. (Insgesamt 10% der hergestellten Stückzahl.)

Zum Aussenden sowie zum Empfang der Ultraschallimpulse dienten piezoelektrische Quarzkristalle. Die eigentliche Messung wurde mit einem Oszillographen durchgeführt, auf dem außer den Schallwellen auch Zeitmarkierungen in Abständen von 10 Mikrosekunden erscheinen. Mit einem Interpolationshilfsgerät ließ sich die Ablesegenauigkeit auf 0,1 Mikrosekunde steigern. Durch Vergleich mit Probewürfeln wurde zunächst die Beziehung zwischen Ultraschallgeschwindigkeit und Festigkeit festgelegt, wobei Würfel aus verschiedenen Herstellungszeiträumen verwendet wurden, um kleine Unterschiede in der Betonzusammensetzung zu erfassen. Eine neue Eichreihe muß jedoch stets dann vorgesehen werden, wenn die Betonzusammensetzung grundsätzlich geändert wird (z. B. Wechsel des Zuschlagstoffes). Täglich wurden zur Prüfung des Geräts Eichmessungen an einem Aluminiumblock vorgenommen, für den die Schalldurchgangsgeschwindigkeit genau bekannt war. An den Meßstellen wurde nach Säuberung und Glättung des Betons Schmierseife zur Herstellung eines Kontakts zwischen Meßquarzen und Beton aufgetragen. Die Schmierseife erfüllte den gleichen Zweck wie das sonst meist verwendete Öl, ohne auf dem Beton Flecken zu hinterlassen.

Die ersten 200 der untersuchten Werkstücke waren bei milder Witterung hergestellt worden. Ihre aus unterschiedlichem Alter herrührenden Festigkeitsunterschiede im Untersuchungszeitpunkt wurden mit Hilfe von Versuchsreihen an Würfeln entsprechenden Alters auf 28-Tage-Festigkeits umgerechnet. 10 Werkstücke zeigten erhebliche Unterfestigkeit. Eine Nachprüfung ergab, daß sie alle aus der Produktion eines Tages stammten.

Ganz allgemein lag zwar, wie erwartet, die Festigkeit des Fertigteilflansches etwa 20% unter der der entsprechenden Würfel, überschritt jedoch noch stets die geforderte Sollfestigkeit.

Die Versuche ergaben gute Übereinstimmung der Ultraschallmessungen mit den Ergebnissen der zum Vergleich herangezogenen Würfeldruckproben, da bei beiden Vergleichsreihen die Festigkeitschwankungen einander entsprachen.

An 97 weiteren, während einer Frostperiode hergestellten Werkstücken wurde deutlich ein Zurückbleiben der Festigkeit und ein Zunehmen der Streuungsbreite festgestellt ebenso auch die fortschreitende Nacherhärtung nach Aufgehen des Frostes. Da die Sollfestigkeit unter günstigen klimatischen Bedingungen erheblich früher als nach 28 Tagen erreicht wurde, konnte mit Hilfe der Ultraschallmessungen nachgewiesen werden, zu welchem Zeitpunkt ein früherer Einbau gefahrlos möglich war.

Da im vorliegenden Falle die Ultraschallmessungen zu Druckfestigkeitsvergleichen benutzt wurden, wird der von Wesche [2] gemachte Vorbehalt hinsichtlich der Anwendbarkeit des Ultraschallmeßverfahrens zur Messung von Festigkeits-Absolutwerten nicht entkräftet. Jedoch wird der Wert dieses Meßverfahrens auch in seiner heutigen, sicher noch nicht abgeschlossenen Entwicklungsstufe für ähnlich gelegene Fälle eindeutig bewiesen, da hiermit eine umfangreiche und sichere Überprüfung gleichartiger Werkstücke möglich ist.

Misch

[1] nach Concr. and Constr. Engng. 1955, Heft 11, S. 343 und Concr. Bldg. and Concr. Prod. 1955, Heft 1, S. 15.

[2] B. u. St. 1953, Heft 5, S. 116.

[3] B. u. St. 1954, Heft 2, S. 36.

Wasserbehälter mit erdbebensicherem Dach aus Fertigteilen [1]

In der Nähe von Oakland, Kalifornien, wurde ein Wasserbehälter mit einem Fassungsvermögen von 72 000 m³ gebaut, dessen Dach, obwohl aus Stahlbetonfertigteilen bestehend, starr und erdbebensicher ausgebildet wurde. In die Enden bzw. Kanten der Säulen, Unterzüge, Dachträger und Dachplatten (durchweg Fertigteile)

wurden Winkel- bzw. Flachstäbe oder Platten einbetoniert, es erlaubten, alle Bauglieder miteinander zu verschweißen. Schon den äußeren Dachträgern bzw. Unterzügen und den Behälterwandwiderlagern sind Gummipuffer eingebaut, die Temperaturschwankungen und Bewegungen der Konstruktion im Falle von Beben zulassen.

Der Behälter hat in beiden Richtungen trapezförmigen Querschnitt. Sein Grundriß ist ein unregelmäßiges Viereck mit gerundeten Ecken (Bild 1).

Die bis zu 3,50 m hohen Säulen (28×28 cm) werden in entsprechend größere Öffnungen der Fundamente gesetzt und betoniert. Statistisch werden sie jedoch als gelenkig gelagert angesehen. Sie stehen in Abständen von 7,30×7,30 m. Auf sie liegen die in Behälter-Querrihtung gespannten Unterzüge gelagert, 7,30 m lang, 28 cm breit, 61 cm hoch und 3 t schwer. Die senkrecht gespannten Dachbalken liegen auf den Unterzügen in Abständen von 2,92 m, je 5 auf 2 Säulenfeldern. In Balken und Unterzügen waren zum Verlegen Aufhängeschlaufen jeweils 1 m vom Ende betoniert, die vor Auflegen der Dachplatten abgebrannt wurden.

Säulen, Unterzüge und Dachträger wurden gleichzeitig eingebaut und an den Verbindungsstellen sofort durch Schweißung miteinander verbunden. Jede Abstützung war daher überflüssig, das Tragwerk sofort nach Errichtung starr wirkte.



Bild 1. 14 000 m² großes starres Behälterdach aus Fertigteilen

Die 180 kg schweren Dachplatten haben durchweg die Abmessung von 0,60×2,85 m und sind 2,5 cm, an den Rändern 1 cm dick. An den Ecken haben sie einspringende, rechtwinkelige Aussparungen. Hier ragt jeweils ein einbetonierter Flachstahl heraus, der über einen zugelegten Verbindungsstab die Schweißverbindung mit der Nachbarplatte ermöglicht. An diesen Eckpunkten werden die Dachplatten ferner mit aus den Dachträgern herausragenden Anschlußstäben verbunden; die Fugen werden vergossen.

Die Dachplatten wurden in 6er-Bündeln angeliefert und auf Behälterboden abgesetzt. Ein Gabelstapler legte dann die Platten in den sogenannten „Weihnachtsbaum“ ein, ein Hebehilfsmittel mit 6 Doppel-Traggabeln. Mit Hilfe des Baumes wurden gleichzeitig 6 Dachplatten von einem auf 2 benachbarten Dachträgern wie auf Schienen laufenden, selbstgetriebenen leichten Gabelkran gefaßt und nacheinander verlegt.

Wie bereits erwähnt, liegen zwischen den Enden der Unterzüge bzw. Dachbalken und den Behälter-Rändern Gummipuffer, die Bewegungen des Daches erlauben. Die Gummipuffer sind zwischen Stahlplatten mit Bolzen zusammengepresst. Nach Fertigstellung der Dachkonstruktion werden die Bolzen gelöst, der Gummipuffer kann sich ausdehnen, die Stahlplatten kommen in Berührung mit den Trägern, und die Gummipuffer können den Bewegungen des Daches folgen. Der Gummipuffer ist so beschaffen, daß er sich unter einer Last von 20 t um 1,5 mm elastisch zusammendrücken läßt (mit einer Plasttoleranz 1,5 mm).

Besondere Sorgfalt wurde auf die Ausführung des Behälterbodens gelegt. Über einem Entwässerungsnetz, das für die Abführung des Wassers aus etwaigen Undichtigkeiten sorgen soll, liegt eine 6,5 cm dicke Kiesschicht (Korngröße 7 bis 20 mm) und 10 cm dicker Asphaltbetonbelag (üblicher Straßenasphaltbeton). Diese Schichten dienen als Träger für die eigentliche Dichtungsmembran, die aus 3 Lagen aufgespritzter Asphaltfaser-Emulsion besteht (6,5 mm dick auf dem Behälterboden, 5 mm dick an den seitlichen Böschungen). Als Schutzschicht wird darauf noch 10 cm dicke Stahlbetonplatte aufgebracht.

Der Bau wurde von 5 verschiedenen Unternehmergruppen (Bauherr, Entwässerung und Behälterboden, Fertigteillieferung, Fertigmontage, Gummipuffereinbau) ausgeführt und kostete 575 000 \$.

[1] nach Eng. News. Recd. 153 (1954), Heft 16 (14. Okt.), S. 30.

Bau der Warragamba-Talsperre in Australien [1]

Die Wasserversorgung von Sidney und Umgebung ist zur Zeit durch die Sperre im Tal des Warragambaflusses, 80 km westlich von der Stadt, im Bau, die mit einem Stauinhalt von 1741 Millionen m³ die größte Anlage dieser Art auf dem fünften Kontinent und wahrscheinlich auf der südlichen Erdhalbkugel sein dürfte. Der Stausee hat eine Länge von 56 km und ein Einzugsgebiet von 1000 km² abriegeln. Da die Wasserführung des Warragamba sehr starken Schwankungen unterliegt, ist es unmöglich, die Zeit zu schätzen, die zur Füllung dieses gewaltigen Beckens erforderlich wird. Sie kann — bei Wiederholung des 1952 aufgetretenen Hochwassers — in nur 5 Tagen beendet sein, bei andauernder Regenheit aber auch 8 Jahre dauern. Mit den Vorarbeiten wurde im April 1946 begonnen, mit dem Betonieren im Sommer 1953, die Fertigstellung wird 1957 erwartet.

Die Geländebedingungen sind außergewöhnlich günstig, der anstehende Fels (Sandstein) erfordert jedoch umfangreiche Untergründungen und Abdichtungsarbeiten. Zu diesen Zwecken wurden mit Schlamm-Rand-Kernbohrern senkrechte Schächte von 1,22 m Durchmesser bis zu 90 m Tiefe abgeteuft. Der große Durchmesser der Schächte gestattet sowohl in den Schächten wie an den herausragenden Kernen (Bild 1) genaue Untersuchungen über die Beschaffenheit des Untergrundes. Von den Schächten aus war auch die Herstellung von Wasseradern und die Herstellung einer Betonzone unter dem wasserseitigen Fuß der zukünftigen Sperrmauer in einer Tiefe von 50 m durch Betoneinspritzungen möglich.



Bild 1. Bohrkerne (Ø 1,22 m) zur Beurteilung des Untergrundes

So entstehenden Arbeitsbedingungen werden erst nach dem Temperaturausgleich und nach dem Bau von biegsamen Kupplungen durch Einbringen von Zementmörtel gesichert, und zwar zuerst die Längs- und dann die Querschnitte. Für die Beobachtung der in der Mauer herrschenden Temperaturen und für die Durchführung der Fugung sind in Höhenabständen von 15 m waagerechte Beobachtungsgänge vorgesehen, von denen einige in Verbindung mit senkrechten Schächten für eine spätere Überwachung errichtet werden bleiben.

Die Abbindewärme des Betons auf ein Mindestmaß beschränken, sind umfangreiche Maßnahmen getroffen worden, von der Verwendung eines Zementes mit geringer Wärmeentwicklung bis hin zum größten Teil des Anstreichens in Form von Eis (bis zu 80 kg/m³ Mischbeton, der Rest bis nahezu 0° ge-

betonmisch- und Kühlanlage, Gesamtanlage, rechts Eismaschinen, Mitte Eisstücke (Streichholz zum Größenvergleich)

Die Gewichtsstau- mauer wird eine Höhe von 134 m und eine Kronenlänge von nur 335 m haben. Sie erfordert den Einbau von 1 070 000 m³ Beton. Der Hochwasser- überfall von 91,5 m Länge wird durch Trommelwehre von 12,2 m Durchmesser abgeschlossen (Bild 2).

Um die Bildung von Schwindrissen auf ein Mindestmaß zu verringern, wird die Mauer wie üblich in Blöcken von 15 bis 18 m Seitenlänge errichtet mit einer Schichthöhe von 1,50 m beim einzelnen Betonierungsgang.

Kronen-Höhe 134 m

Beobachtungs-
gänge

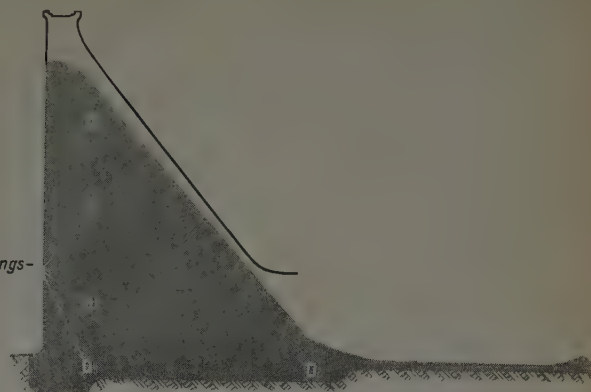


Bild 2. Querschnitt der Stau-mauer

kühlt. Außerdem wird der erhärtende Beton mehrere Monate lang durch Umlauf von Kühlwasser in einem Rohrsystem auf niedriger Temperatur gehalten (Rohrdurchmesser 19 mm, Abstände der Rohre in senkrechter und waagerechter Richtung 1,5 m, Gesamtlänge der eingebauten Leitungen 650 km).

Die Kühlanlage ist in der Lage, täglich gleichzeitig 154 t Eis und das erforderliche Kühlwasser zu liefern. Sie besteht aus drei Röhren-eismaschinen, die von der Henry Vogt Machine Company, Louisville, Ky, USA, geliefert worden sind. Diese Maschinen erzeugen das Eis in Form von Hohlzylindern mit 9,5 mm Wanddicke, die in Segmente von etwa 25 mm Länge gebrochen werden, bevor sie in den Vorratsbehälter mit 54 t Fassungsvermögen gelangen. Jede Maschine besteht aus einem senkrechten zylindrischen Stahlmantel, der ein Kühlrohrsystem enthält, Ammoniakbehälter, Schneidgerät, Eisablaß, Wassertank, Pumpe, Ventilen und automatischer Steuerung. Das aus dem tief gelegenen Tank zum höchsten Punkt der Anlage gepumpte Wasser strömt durch Verteilungsrohre gegen die innere Wandung des gekühlten zylindrischen Mantels, wo es zu Eis gefriert. Nach beendeter Vereisung werden die Ventile umgesteuert und das Ammoniak aus den Kühlleitungen in den Vorratsbehälter gedrückt. Der Umlauf des Ammoniaks bleibt solange unterbrochen, bis die Eisröhre sich durch Auftauen von dem Stahlmantel löst und infolge ihres Gewichtes herabgleitet. Beim Austritt aus dem Stahlmantel wird das Eis durch die Schneidgeräte zerkleinert (Bild 3 Mitte). Gewöhnlich bleibt das Eis nicht länger als 8 Stunden in dem Vorratsbehälter. Es rutscht infolge seines Gewichtes in eine Förderschnecke, die es über eine selbsttätige Waage den Betonmischmaschinen zuführt. Um alles Eis zum Schmelzen zu bringen, wird



der Beton 3 Minuten lang gemischt. Die drei Eismaschinen (Bild 3 rechts) sind in einem 30 m hohen Turm (Bild 3 links) untergebracht, dessen Tragerrippe aus vorgespannten Stahlbetonträgern errichtet wurde.

Besonderes Interesse verdienen noch folgende Maßnahmen bei der Baustelleneinrichtung. Der Zement wird vom Herstellerwerk in zylindrischen Behältern von 3 t Fassungsvermögen auf Lastkraftwagen an die Baustelle angeliefert. Infolge des langen Rüttelns auf schlechten Straßen verdichtete sich der Zement in den Behältern anfangs derart, daß die Entleerung Schwierigkeiten bereitete. Daher wurden später mit Leinwand verkleidete Gummischläuche (Feuerwehrschräume) kreuzweise auf dem Boden der Behälter befestigt, die an einem Ende geschlossen und am anderen mit einem Anschlußstutzen versehen waren. Während der Füllung der Behälter und während des Transportes sind die Schläuche schlaff, vor dem Entleeren werden sie an eine Druckluftleitung angeschlossen und mehrmals prall aufgeblasen und wieder entleert. Durch diese einfache Maßnahme wird der Zement aufgelockert und die gefürchtete „Brückenbildung“ beseitigt.

Sowohl in der Zementfabrik als auch auf der Baustelle wird der Zement pneumatisch zu den Vorratssilos und von letzteren zu den Mischanlagen befördert, und zwar nach dem „Luftgleit“-Verfahren. Die Förderleitungen aus Stahlblech haben einen quadratischen Querschnitt von 150 mm Seitenlänge und sind durch ein von Seitenwand zu Seitenwand reichendes durchlaufendes feinmaschiges Drahtgewebe in einen unteren Kanal von 50 mm Höhe und einen oberen Kanal von 100 mm Höhe geteilt. In den unteren Kanal wird Druckluft mit 0,14 atü eingeleitet, die durch die Poren des Drahtgewebes nach oben strömt und den dort eingeführten Zement belüftet und zum fortlaufenden Fließen bringt.

Die Gesamtkosten der Warragambasperre werden auf 210 Millionen DM geschätzt. Davon entfallen etwa 840 000 DM (= 0,4%) auf die Kühlanlage.

Aster

[1] Compressed Air Magazine 1954, Heft 4, S. 96ff.

Internationaler Montagebau-Kongreß an der Technischen Hochschule Dresden

Vom 31. August bis 4. September 1954 veranstaltete die Technische Hochschule Dresden einen internationalen Kongreß über „Montagebau mit Stahlbetonfertigteilen“. Vorbereitung und Leitung des Kongresses lag in den Händen von Prof. Lewicki. Der Kongreß fand erfreulicherweise außerordentlich großes Interesse in der Fachwelt. Etwa 200 geladene Teilnehmer, darunter 40 Ausländer aus Ost und West waren gekommen, und 11 Nationen waren vertreten: Bulgarien, China, Dänemark, Deutschland, Finnland, Österreich, Polen, Schweden, Sowjetunion, Tschechoslowakei und Ungarn.

In seinem einleitenden Referat: „Stand des Montagebaus mit Stahlbetonfertigteilen und dessen aktuelle Probleme“ betonte Professor Lewicki, daß diese Bauart — wie ausgeführte Bauten und wissenschaftliche Arbeiten in der ganzen Welt beweisen — keine aus der Not geborene Übergangslösung ist, sondern daß sie eine Entwicklungsstufe des Stahlbetons darstellt, die außer der Holzersparnis vor allem den Vorzug der Wirtschaftlichkeit, der Möglichkeit zum Bauen ohne Winterpause und zur Verkürzung der Bauzeit bietet. Er gab in großen Zügen einen Überblick über die außerordentlich vielseitige Anwendung des Montagebaus mit Stahlbetonfertigteilen, umriß seine häufig auftretenden Fragen und gab Anregungen zu deren Lösung.

In den fünftägigen Arbeitssitzungen zeigte sich, wie diese Bauart in allen Teilen der Erde, auch in den holzreichen Ländern, wie Sowjetunion, USA und Österreich, in starkem Vorwärtsschreiten ist.

Die Häufigkeit der gleichen Bauaufgabe läßt den Wohnungsbau immer wieder als für die Anwendung der Fertigteilbauart besonders geeignet erscheinen. Hierzu berichtete Min.-Rat Strokirk (Stockholm) über verschiedene Verfahren der Großplattenverwendung in Schweden. Regierungsrat Kelopuu (Helsinki) führte einen Film vor, der einen Einblick in den finnischen Montagebau einheitlich gestalteter Wohnhäuser gab. Auf deutsche Erfahrungen im industriellen Wohnungsbau mit Großplatten- und Skelettbauart ging Dipl.-Ing. Schultz (Berlin) ein, gestützt auf die Entwicklungsarbeiten, wirtschaftlich-technische Untersuchungen und die Versuchsbauten der Deutschen Bauakademie zu Berlin. Auch die Ausführungen von Dipl.-Ing. Eggeling (Dresden) über Steildächer aus Fertigteilen berührten den Wohnungsbau. Ingenieurleistungen des Industriebaues, die in ihrer Konstruktion, aber auch ganz besonders hinsichtlich der Montage außerordentlich kühn und bemerkenswert sind, zeigten die ungarischen Ingenieure Dipl.-Ing. Mokka (Budapest) und Dipl.-Ing. Miklos Gnädig (Budapest).

Dipl.-Ing. Larsen (Kopenhagen) machte wertvolle Mitteilungen über die Verwendung getypter vorgefertigter Stahlbetonteile für ein Industriegebäude und für ein Kühlhaus.

Die Überdeckung von Hallen mit vorgefertigten Schalenelementen und deren Verbindung bildeten den Gegenstand der Beiträge von Dr. Bienert (Dresden) und Dipl.-Ing. Doganoff (Sofia). Ver-

bindungen von Stahlbetonfertigteilen behandelte Dr.-Ing. Hermann (Dresden).

Prof. Dr.-Ing. Wünsch (Preßburg) bewies an Beispielen völlige Ebenbürtigkeit durch Vorspannung verbundener vorzierter Bauelemente mit der monolithischen Ausführung. Dr.-Ing. Rühle (Dresden) gab seine Untersuchungen über die Stellung statisch unbestimmter Systeme durch nachträglichen Bund von Stahlbetonfertigteilen bekannt.

Aus den Erfahrungen der Sowjetunion heraus behandelte fünf großen Referaten die Ingenieure Prof. Dr. Gwosdz, Dr.-Ing. Kudrjaschew, Wassiljew, Lubenez und Kow die Massenerzeugung von Stahlbetonfertigteilen in besonders errichteten und ausgestatteten Betonwerken, ferner Eder Typung, Sondergebiete wie die Schaumbetonherstellung, Autoklaven, aber auch Fragen des Bewehrungsstahls, wobei kaltgekerbter Stahl vorgeführt wurde.

Zu der zur schnelleren und damit wirtschaftlicheren Herstellung von Stahlbetonfertigteilen notwendigen Dampfbehandlung äußerte Dr. Patschke (Weimar) und gab die Ergebnisse seiner Forschungen über das unterschiedliche Verhalten verschiedener Zemente gegenüber der Dampfbehandlung sowie über die Haftfestigkeit dampfbehandelten Betons aus verschiedenen Zementen bekannt.

Dr.-Ing. Bansen (Oberkassel b. Bonn) schilderte seine Erfahrungen mit Sichtbeton-Fertigteilen, bei denen das Aussehen des Betons besonderen ästhetischen Anforderungen gerecht wird, beschrieb außerdem die Veredelung des Betons für besondere Zwecke durch das sog. Ocratieren.

Obering. Wittig (Könnern/Saale) berichtete aus dem Rahmen seiner großen Erfahrungen über die Montage schwerer Stahlbetonfertigteile, beschrieb von ihm selbst entwickelte Montagegerätschaften, ging besonders auf die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Montageverfahren ein.

Dipl.-Ing. Andersen (Kopenhagen) betonte in seinem Referat über „Projektiertung von Fertigteilbauwerken“ die Notwendigkeit der engen Zusammenarbeit von Architekt, projektierendem und ausführendem Ingenieur vom Beginn der Entwurfsarbeit an.

Ing. Ti Tjan-Schi (China) gab einen allgemeinen Überblick über die Anwendung der Montagebauart in China, wo sie sich ihrer wirtschaftlichen Vorzüge schnell verbreitete und bei ganzjährigen Bauten in Gebieten mit strengem Frost zum Einsatz kommt.

Lebhafte Diskussionen zu jedem Thema trugen wesentlich zum Gelingen des Kongresses bei.

In seinen Schlußfolgerungen aus dem Kongreß stellte Prof. Lewicki fest, daß sich eine Anzahl Ergebnisse allgemeiner Art eindeutig durchgesetzt haben:

1. Der Montagebau ist in erster Linie dort am Platze, wo Voraussetzungen zur Massenfertigung der Bauteile gegeben sind.
2. Die für den Wohnungs- und Industriebau benötigten Elemente sind in zentralen Werken mit größtmöglicher Mechanisierung und Automatisierung herzustellen.
3. Der Massenfertigung muß sich eine ihrem Tempo und Umfang völlig koordinierte fließende Montage mit geeigneten Spezialgeräten anschließen.
4. Nötig ist eine rechtzeitige, bereits unter dem Gesichtspunkt der Montagebauart durchdachte Entwurfsplanung.
5. Die Entwurfsplanung muß sich auf eine Typung der Bauteile und der Bauelemente begründen, wobei auf eine möglicherweise weitgehende Beschränkung der Typenzahl zu achten ist. Durch geschickte Auswahl der Typen muß die Möglichkeit zu einer gewissen Vielgestaltigkeit der Bauwerke geschaffen werden.
6. In der Gestaltung müssen sich die Architekten der Bauaufgaben anpassen und können dadurch wesentlich zur Typenbereinigung und -beschränkung beitragen.
7. Zusammenarbeit von Architekt, planendem und ausführendem Ingenieur vom Beginn der Bearbeitung an ist unbedingt erforderlich. Der ausführende Ingenieur muß die gestaltungsmäßige und konstruktive Arbeit entscheidend vom Zeitpunkt der Fertigung und Montage aus beeinflussen.
8. Die Vergrößerung der Einzelteilabmessungen ist anzustreben. Große Einzelteile bringen Ersparnis in der Zahl der Mögliche und Verbindungen und beschleunigen das Bauen.
9. Die Vollmontage ist weiter zu entwickeln, so daß Bauteile zu Montagestellen werden.
10. Über die Zweckmäßigkeit der auf den Einzelfall abgestimmten Anwendung der Montagebauart mit schweren und schweren Teilen für besondere Bauten waren die Meinungen geteilt.

Ergebnisse besonderer Art lassen sich folgende zusammenfassen:

Materialtechnische und technologische Erkenntnisse

Der Zement für Fertigteile soll einen schnell erhärtenden Beton ergeben.

Die Warmbehandlung der Betone ist abhängig von der chemischen und mineralogischen Zusammensetzung der Zemente.

Für das Herauslösen großflächiger Einzelteile aus Formen oder Matrizen sind einfache Verfahren zu entwickeln.

In Leichtbeton mit hoher Wärmedämmung, aber geringem Schwindmaß ist herzustellen, der auch für tragende bewehrte Bauteile — selbst vorgespannte — Verwendung finden kann.

Fertigteile können so behandelt werden, daß ein guter und dauerhafter Sichtbeton entsteht, der Natursteinen ebenbürtig ist.

Als Bewehrungsstäbe sind solche mit hoher Haftfestigkeit zu bevorzugen.

Verbindungen der Fertigteile

Die z. Z. noch gebräuchliche Verbindung durch Überdeckung der Stahleinlagen wird wegen des damit verbundenen Stahlverlustes, langsamer Kraftschlüssigkeit und Montageerschwerens verschwinden müssen. Dafür sind weiterzuentwickeln:

Schweißverbindungen, die auf der Druckseite des Querschnittes nicht sicher sind,

Verbindungen durch Vorspannung.

Dächer

Für Dachflächen bieten weit gespannte Trog- oder Kuppelschalen, besonders zweiachsig gekrümmte mit geringer Dicke, Baustoff- und Gewichtsparsnis.

Rippenlos zusammengesetzte Schalenkonstruktionen haben sich zur Massenfertigung als besonders wirtschaftlich erwiesen.

Auch die Verbindung von leichten, schalenartigen Fertigteilen mit nachträglich aufgebrachtener Verstärkung verdient Beachtung. Teildächer sind für landwirtschaftliche Bauten als Tragwerke aus industriell gefertigten, leichten Elementen mit einer Dachhaut aus Dachziegeln oder Dachsteinen auszuführen.

Für den allgemeinen Wohnungsbau hingegen ist eine Konstruktion vielversprechend, bei der die Dachhaut selbst das Tragwerk bietet.

Anwendung des Spannbetons ist unabdingbare Voraussetzung für die erfolgreiche Weiterentwicklung der Montagebauart.

Statik und Bemessung

Bei der nachträglichen biegesteifen Verbindung der Einzelteile zusammengesetzter Tragwerke sind Spannungs- und Momentenumlagerungen zu beachten.

Herstellung der Fertigteile

Für die industrielle Massenfertigung in ortsfesten Betonwerken bedeuten die in der SU entwickelten Fließ-Wagenketten und Stahl-Schweißmaschinen große Fortschritte.

Industrieller Wohnungsbau

Für den mehrgeschossigen Wohnungsbau ist das Bauen mit Großplatten zu bevorzugen, für den vielgeschossigen die Skelettbauart.

Montagegeräte

Die Montagegeräte müssen den besonderen Erfordernissen des Bauens mit Stahlbetonfertigteilen gerecht werden. Turmdrehkrane mit einem Hebemoment von 45, 110 und 150 tm haben sich für den Wohnungsbau besonders bewährt.

Sehr günstig erscheinen auch leicht bewegliche, luftbereifte Autokrane mit hoher Tragfähigkeit, genügender Ausladung und schwerem Unterbau.

In Buchform erscheinender Schlußbericht wird die Referate der Ergebnisse des Kongresses der Öffentlichkeit ausführlich zugänglich machen.

Lewicki

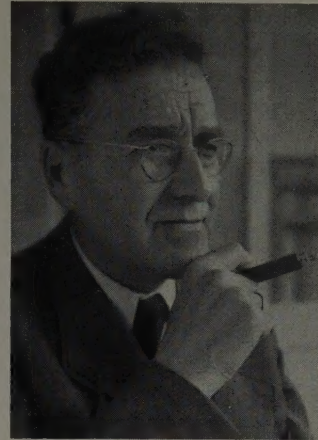
Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Hermann Maier-Leibnitz
Jahre

Am 18. Juni vollendet Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Hermann Maier-Leibnitz sein 70. Lebensjahr. Dies berechtigt zu einer kurzen Rückschau auf den Lebensweg dieses erfolgreichen Bauingenieurs, Lehrers und Wissenschaftlers.

Der Sohn des Stadtbaumeisters in Schorndorf studierte an den technischen Hochschulen Stuttgart und Danzig das Bauingenieurwesen und legte 1908 in Stuttgart die erste Staatsprüfung ab. Nach praktischer Tätigkeit im Baugeschäft Friedrich Buchner, Würzburg, wurde er Assistent bei Prof. Dr.-Ing. Weyrauch und trat 1909 in die Dienste der Maschinenfabrik Eßlingen a. N., wo er in den letzten

Jahren als Vorstand der Abteilung für Brücken- und Eisenhochbau tätig war. Dem im Jahre 1912 abgelegten 2. Staatsexamen folgte 1917 seine Promotion zum Doktoringenieur.

Im Jahre 1919 wurde der erst 34jährige als ord. Professor auf den Lehrstuhl für konstruktiven Ingenieurbau (Stahl und Holz) an die Technische Hochschule Stuttgart berufen.



Viele heute in maßgeblicher Stellung tätige Ingenieure legen Zeugnis ab von dem ausgezeichneten Wissen, wozu ihnen der Lehrer Maier-Leibnitz die festen Grundlagen vermittelte; bei einer großen Reihe von bedeutsamen Dissertationen hat er Pate gestanden.

Prof. Maier-Leibnitz hat die Theorie der Baukonstruktionen durch eine Reihe wertvollster Forschungsarbeiten gefördert. Von seinen zahlreichen, in ununterbrochener Reihenfolge erschienenen Veröffentlichungen haben vor allem seine kritischen Untersuchungen

über das plastische Verhalten des Stahles und über die Knicklasten zweiteiliger Stäbe auch das Interesse des europäischen und amerikanischen Auslandes gefunden, wozu er wiederholt zu Vorträgen verpflichtet wurde. Sein im Jahre 1954 abgeschlossenes dreibändiges Werk: „Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen“ ist eine Zusammenfassung seiner in langen Jahren gewonnenen theoretischen, praktischen und didaktischen Erfahrungen. Dieses Werk erfährt eine außerordentlich anerkennende Würdigung in der Fachpresse des In- und Auslandes; es darf als Standard-Werk für Lehre und Praxis der Statik der Baukonstruktionen bezeichnet werden.

Die besondere Vorliebe des langjährigen, verdienstvollen Mitgliedes des Deutschen Ausschusses für Stahlbau galt den Hängebrücken und dem Stahlverbundbau. Seine bahnbrechenden Arbeiten sind Grundlagen für eine bedeutsame Entwicklung des Stahlbaus in den letzten Jahren geworden. Stets hat Prof. Maier-Leibnitz als sachverständiger Prüfer und Berater für manche schwierige Konstruktion gewirkt und die Lösung vieler praktischer Aufgaben maßgeblich beeinflusst.

In den Jahren nach 1945 hat sich Prof. Maier-Leibnitz in selbstloser Weise um die Behebung der Schäden an vielen wichtigen Brückenbauten bemüht, auch ist er von Anfang an Mitglied des Sachverständigen-Ausschusses für die Zulassung neuer Bauarten beim Innenministerium Baden-Württemberg gewesen.

Die Verleihung der Würde des Dr.-Ing. E. h. durch die Technische Hochschule Darmstadt im Jahre 1953 darf als besonders überzeugender Beweis für die Anerkennung der großen Leistungen von Maier-Leibnitz als Wissenschaftler angesehen werden.

An seinem 70. Geburtstag vereinigen sich Wissenschaft, Bauwirtschaft, ehemalige Schüler und nicht zuletzt viele persönliche Freunde in dankbarem Erinnern zum gemeinsamen Wunsch für ferneres Wohlergehen. Sie alle hoffen und wünschen, daß sich der Jubilar noch viele Jahre der theoretischen und konstruktiven Weiterentwicklung des Stahlbaues widmen kann. Deininger

Präsident Professor Dr.-Ing. E. h. Otto Konz, 80 Jahre

Am 24. Mai ist Dr.-Ing. E. h. Otto Konz, Stuttgart, 80 Jahre alt geworden. Man hat ihm zu Ehren an seinem Geburtstage ein weiteres 29 km langes Teilstück der Neckarkanalisierung dem Betrieb übergeben. Gleichzeitig hat ihn der Ministerpräsident seines Landes zum Professor ernannt. Diese außergewöhnlichen Würdigungen sind Otto Konz zuteil geworden, weil er seit Beginn des Ausbaues der Neckarschiffahrtsstraße immer wieder entscheidend dazu beigetragen hat, daß dieses bedeutsame Werk im Rahmen des jeweils Möglichen gefördert worden ist.

Vor 35 Jahren ist Dr. Konz Leiter der Neckarbaudirektion geworden. Seitdem sind über 160 km des Neckarlaufes kanalisiert worden. Infolge der langen Bauzeit sind die Bauten an den Stautufen und die Brücken Zeugen fortschreitender bautechnischer Entwicklung. Immer wieder stand Präsident Dr. Konz vor der Aufgabe, neuen, oft unerprobten Bauarten und Bauverfahren den Weg zur Bewährung frei zu geben und das Wagnis für das Gelingen mitzutragen. Hieraus ist auch dem Beton- und Stahlbetonbau vielerlei Förderung erwachsen, für die dem Jubilar herzlich gedankt sei. Möge es Prof. Dr. Konz vergönnt sein, noch die Krönung seines Lebenswerkes zu erleben: Die Ankunft des ersten Schiffszuges im Neckarhafen Stuttgart.

Bornemann

Großes Verdienstkreuz für Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Prüß

Der Bundespräsident hat dem bisherigen Geschäftsführer des Ruhrverbands und Ruhrtalesperrenvereins Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Max Prüß anlässlich seines Übertritts in den Ruhestand das Große Verdienstkreuz des Verdienstordens der Bundesrepublik verliehen. Wir beglückwünschen Herrn Dr. Prüß zu dieser Auszeichnung. Nachfolger in der Geschäftsführung ist Baudirektor König geworden.

Lehrfilm für das Bauwesen „Verdichten von Beton“

Der Bundesminister für Wohnungsbau teilt mit, daß das Institut für Film und Bild in Wissenschaft und Unterricht, München 23, Leopoldstr. 175, auf seine Anregung und mit seiner Unterstützung den Lehrfilm „Verdichten von Beton“ hergestellt hat. Der Inhalt des Filmes ist geeignet, zur Verbreitung der Baunormen und damit zur Gütesteigerung im Wohnungsbau beizutragen.

Der Film kann bei den unten angegebenen Landesbildstellen gegen geringe Gebühr, für Schulen kostenlos, entliehen werden. Er kann auch bei etwa 500 Kreis- und Stadtbildstellen ausgeliehen werden und ist vom obengenannten Institut käuflich zu erwerben.

Der Film „Verdichten von Beton“ erläutert durch Natur- und Trickaufnahmen die einwandfreie Verarbeitung von Beton auf der Baustelle.

Fassung mit Sprache, Länge (Schmalfilm) 223 m in einer Rolle (Stummfassung in 3 Rollen), Spieldauer 25 Minuten.

Landesbildstellen:

Landesbildstelle Baden, Karlsruhe, Sophienstr. 39-41,
Staatl. Landesbildstelle Nordbayern, Bayreuth, Luitpoldstr. 3,
Landesbildstelle Berlin, Berlin NW 87, Levetzowstr. 1/2,
Landesbildstelle Bremen, Bremen, Lange Reihe 81,
Landesbildstelle Westfalen, Münster, Fürstenberger Str. 15-17,
Staatl. Landesbildstelle Hessen, Frankfurt a. M., M.-Hartmann-
Ibach-Straße 54,
Landesbildstelle Niederrhein, Düsseldorf, Prinz-Georg-Str. 53,
Landesbildstelle Niedersachsen, Hannover O, Gallertstr. 53,
Landesbildstelle Rheinl.-Pfalz, Koblenz-Oberwerth, Beet-
hovenplatz 1,
Landesbildstelle Schleswig-Holstein, Kiel-Düsternbrook,
Landeshaus.

RILEM-Tagung, Betonierung im Winter

Unter der Schirmherrschaft der Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions (RILEM) wird in Kopenhagen vom 12. bis 18. Februar 1956 eine Tagung abgehalten, die sich mit dem Thema „Betonierung im Winter in Theorie und Praxis“ befaßt. Hierzu wird von dem Dänischen Staatlichen Institut für Bau-Forschung, Kopenhagen-K, Borgergade 20, eingeladen. Nähere Auskunft über das Tagungsprogramm und alles Weitere erteilt das zuvor genannte Institut.

Bücherschau

Baukartei des Deutschen Bauzentrums

Der Verlag Georg D. W. Callwey und das Deutsche Bauzentrum sind übereingekommen, unter Mitwirkung des BDA gemeinsam eine Baukartei herauszubringen, die den Bauträgern und Bauschaffenden sachliche Angaben über Eigenschaften und Verwendbarkeit von Bau- und Ausbaustoffen zur Verfügung stellt. Die Mitarbeit des als Herausgeber an der Baukartei beteiligten Deutschen Bauzentrums wird ihrer Sachlichkeit dienen.

Die Baukartei wird nach der vom Deutschen Bauzentrum für seine Arbeit entwickelten Gliederung geordnet. Sie wird daneben mit den Ordnungszeichen anderer Systeme (DK, Sautter, Intex) versehen werden, um dem Benützer die Heranziehung auch der nach diesen Systemen geordneten Unterlagen und Literatur auf einfache Weise zu ermöglichen und den Weg zur Herausbildung eines für die Baupraxis geeigneten allgemeinen Ordnungssystems offenzuhalten.

Möll, Hans: **Spannbeton**. Entwicklung, Konstruktionen, Herstellungsverfahren und Anwendungsgebiete. 288 S. mit 274 Bildern. Stuttgart 1954, Verlag Berliner Union G. m. b. H. Geb. 48,— DM.

Das Buch von Oberregierungsrat Möll wendet sich an alle, die gewillt sind, den Spannbeton durch neue Erfindungen zu fördern, an diejenigen, die sich ein Urteil über verschiedene Verfahren bilden müssen, und nicht zuletzt an den Ingenieur, der bereit ist, aus den Erfahrungen anderer zu lernen. Es ist kein Lehrbuch, keine Einführung in die Theorie und Anwendung des Spannbetons; aber es ist ein in hohem Grade lehrreiches Buch. Der Verfasser vermag als Mitglied des Deutschen Patentamtes einen sonst unerreichbaren Überblick über die Erfindungen des In- und Auslandes und die auf ihnen beruhenden Verfahren zu geben. Er bringt zugleich eine Fülle von Anwendungsbeispielen. Besonders wertvoll ist die Wieder-

gabe der Begründungen zu den verschiedenen Erfindungen; in ihnen spiegeln sich die Schwierigkeiten und Mängel, deren Überwindung sich die Erfinder zum Ziel gesetzt hatten. So betraut enthält das Buch auch eine Kritik der Spannbetonverfahren. Bornema

Magnel, G.: **Le Béton Précontraint**, 3. Aufl., 511 S. mit reichen Bildern und Ausklapptafeln. Gand (Belgien) 1953, Editions Fechey, 620 bfr.

Das vorliegende Buch ist die dritte Auflage des vierten Bandes von dem breit angelegten Gesamtwerk von Prof. Magnel über die Praxis der Berechnung von Stahlbetonbauwerken. Da der Verfasser zu den international führenden Fachleuten auf dem Gebiet Spannbetons zählt, wird die neue Auflage dieses Buches das besondere Interesse der Fachwelt beanspruchen dürfen. Bei der lebhaften Entwicklung von Theorie und Praxis des Spannbetons in den letzten Jahren versteht es sich von selbst, daß die Neuauflage eine Reihe von neuen Erfahrungen, Erkenntnissen und Verbesserungen der Berechnungsverfahren und Bauarten enthält.

Im ersten Abschnitt, der eine kurzgefaßte Beschreibung der Spannsysteme enthält, sind die neuesten Fortschritte aufgenommen worden. Der Abschnitt über die Berechnung statisch bestimmter vorgespannter Tragwerke ist durch eine Tafel mit Angaben über Bewehrung, Querschnittsgrößen und Eigengewicht von I-förmigen Spannbetonbalken für verschiedene Stützweiten und Nutzlasten ergänzt worden. Das Berechnungsverfahren für die Bemessung durch die Spannanker belasteten Trägerenden ist im Sinne einer größeren Sicherheit und doch vertretbarer Abmessungen verbessert worden. Ein neues Kapitel behandelt die Berechnung von Spannbetonen nach dem Bruchlastverfahren. Der Abschnitt über die Berechnung vorgespannter statisch unbestimmter Systeme vollständig überarbeitet worden. Ebenso ist der Abschnitt über Versuche an vorgespannten Balken und Platten durch neue Versuche erheblich erweitert worden. Das gleiche gilt für das Kapitel über ausgeführte Bauten in Spannbeton. Neu und beachtenswert ist der Abschnitt über vorgespannte stählerne Fachwerkskonstruktionen. Am Beispiel einer weitgespannten Flugzeughalle kommt der Verfasser zu dem Ergebnis, daß sich durch die Vorspannung der Fachwerkträger eine Einsparung von 26% an Gewicht und 1% an Kosten bei gleicher Sicherheit erzielen läßt.

Wenn auch die in dem Buch behandelten Berechnungsverfahren Theorien und Konstruktionen sich durchweg auf die in den verschiedenen Ländern angewandten Verfahren des Spannbetons beziehen, so werden doch die deutschen Konstrukteure ihm manche wertvolle Anregung entnehmen können. Bei aller Gründlichkeit in der Behandlung der theoretischen Grundlagen und der Auswertung von Bruchversuchen ist die Darstellung doch stets auf die Praxis der Berechnung und des Bemessens abgestellt. Die Benutzung des Buches wird durch zahlreiche durchgerechnete Beispiele sehr erleichtert. Es wäre zu wünschen, daß ein gleichwertiges Buch uns bald auch in deutscher Sprache beschert werden möge. Schröde

Swida, W.: **Statik der Bogen und Gewölbe**. 188 S. mit 132 Bildern, 49 Tabellen und Beilagen. Karlsruhe 1954, Verlag C. F. Müller, Geb. 22,— DM.

Dieses Buch gibt eine Einführung in die Statik des Einzelbogens und dient dem Praktiker durch anwendungsreife Formeln und Tabellen. Ausgehend von Konstruktion und Berechnung der einfachen Stützlinie für Eigengewicht ohne künstliche Umformungen, wird der Weg zur schrittweisen Ermittlung der Gewölbeform und zur Spannungs- bzw. Querschnittsberechnung gezeigt. Im einzelnen wird der Drei- und Zweigelenkbogen sowie der beiderseits fest eingespannte Bogen behandelt. Dabei prägen sich die allgemeinen Grundlagen der Gewölbestatik, wie Einflußlinien für die statisch unbestimmten Größen und die Kernpunktmente, die Begriffe des Zug- und Druckgewölbes und des Gewölbes gleicher Festigkeit dem Leser in der klaren Darstellungsweise leicht ein.

Der Verfasser weist die Zweckmäßigkeit des bekannten Finkelpunkverfahrens für die Berechnung des eingespannten Bogens nach, während der Einfluß der Ausmittigkeit der Stützlinie und die sammendrückung der Bogenachse besser mit dem Dreigelenkbogen als Hauptsystem untersucht wird.

Um geschlossene Ausdrücke für die Einfluß-Ordinaten zu finden, wird der Verlauf der Trägheitsmomente nach einem quadratischen Gesetz und der Verlauf der Bogenachse nach einer Parabel 2. Ordnung angenommen. Für alle praktisch wichtigen Fälle sind ausführliche Tabellen der Einfluß-Ordinaten und Einfluß-Linien aufgestellt.

Bemerkenswert ist ein auf K. Kammüller zurückgehendes Verfahren zur unmittelbaren Gewölbebemessung, das vom Verfasser weiter und ergänzt wurde. Besonderer Wert erhält das Buch durch die Studierenden durch die in den letzten Kapiteln vollständig sorgfältig durchgerechneten Zahlenbeispiele für gewölbten Dächer, Dreigelenkbogen und eingespanntes Gewölbe unter Ber

gung der neuesten DIN-Blätter. Knicksicherheit und Kriech-
ß sollen im geplanten 2. Band behandelt werden.
r vorliegende 1. Band kann den Lernenden und Schaffenden
auwesen warm empfohlen werden.

Brendel

1. Joachim: *Faltwerke. Ihre Theorie und Berechnung.* VIII,
204 S. mit 208 Bildern u. 5 Tafeln. Stuttgart 1954, Verlag
Konrad Wittwer. Geb. 21,— DM.

r Stahlbetonbau bevorzugt mehr und mehr die Bauformen der
entragwerke in Gestalt von elastischen Platten, Schalen,
ben und Faltwerken. Die Theorien dieser Bauformen sind be-
seit einigen Jahren in einer größeren Zahl grundlegender Ar-
n zu einem gewissen Abschluß gebracht worden. Für den
ieur der Praxis und zur Einführung fehlten jedoch bisher
entsprechende Schriften. Es ist das besondere Verdienst des
ssers, diese Aufgabe für die Faltwerke in dem vorliegenden
durchgeführt zu haben.

klarer und leicht verständlicher Darstellung behandelt der Verf.
chst die Theorie und Berechnung von prismatischen Falt-
en mit unverschieblichen Kanten und macht dann den Leser
der Biegetheorie und der Berechnung prismatischer Faltwerke
rechend den Verfahren von Gruber, Hartenbach, Grüning,
nann und Ohlig bekannt. Im dritten Abschnitt werden die
prismatischen Faltwerke, insbesondere die pyramidenförmigen
gekrümmten Faltwerkformen sowie Fragen der Bemessung und
Erfahrungen an ausgeführten Bauwerken behandelt.

r Studierende und auch der Ingenieur der Praxis wird es be-
ers begrüßen, daß die theoretischen Darlegungen durch eine
re Zahl durchgerechneter Beispiele der Praxis erläutert werden.
rch werden die Einarbeitung in die Theorie und die Anwendung
erechnungsverfahren wesentlich erleichtert. In einem Anhang sind
Hilfstafeln für Entwurf und Berechnung aufgenommen worden.
s Buch kann sowohl für das Studium wie für den Entwurf und
Berechnung von Faltwerken in der Praxis empfohlen werden.

Schröder

ter, A.: *Lehrbuch des Stahlbetonbaues. Grundlagen und An-
wendungen im Hoch- und Brückenbau.* 2. Aufl. X, 331 S. mit
21 Bildern. Wien 1953, Springer-Verlag. Ganzleinen 32,— DM.
der Besprechung der ersten Auflage dieses Werkes in „Beton-
Stahlbetonbau“ 1950, Heft 10, wurden seine hohen Qualitäten
ad einer eingehenden Inhaltsübersicht lobend hervorgehoben. —
Erscheinen der zweiten Auflage nach einem kurzen Zeitraum von
vier Jahren ist ein Beweis für das lebhafteste Interesse, welches
uch gefunden hat, und läßt deutlich werden, wie groß der Bedarf
inem gediegenen, modernen Lehrbuch des Stahlbetonbaus
utscher Sprache ist.

r Verfasser hat mit Rücksicht auf den Umfang der Neuauflage
f verzichten müssen, einen Abschnitt über Spannbeton, den
viele Fachleute wärmstens begrüßt hätten, aufzunehmen,
h ist der Text gegenüber der ersten Auflage verschiedentlich
arbeitet und in wesentlichen Einzelheiten erweitert worden. So
lt das Kapitel über die Theorie der Biegung im plastischen
ch eine eingehende Darstellung sowie Zahlen- und Kurventafeln
em in der Önorm B 4200 zugelassenen n-freien Berechnungs-
hren von Stahlbetonquerschnitten, welches auch in Deutschland
einigen Jahren Gegenstand eingehender Erörterungen ist und
er Neufassung der DIN 1045 aller Voraussicht nach einen
finden wird.

weiterhin wurden Abschnitte über das Knicken von Säulen und
n im plastischen Bereich neu aufgenommen, die für den Baustoff
n mit seiner gekrümmten Spannungs-Dehnungs-Linie von
derer Wichtigkeit sind und mittels kurzgefaßter Zahlen-
iele die Möglichkeit geben, die Knicksicherheit von Bogen
ichend genau zu berechnen, ohne daß auf die Knickbeiwerte der
1075 zurückgegriffen werden muß.

r zweiten Auflage des „Lehrbuches des Stahlbetonbaues“ kann
ebenso freundliche Aufnahme in der Fachwelt vorausgesetzt
en, wie sie die erste gefunden hat. Studenten des Bauingenieur-
is werden es mit dem gleichen Vorteil benutzen wie in der
is stehende Ingenieure, die ihr Wissen vertiefen und den neuen
Erkenntnissen anpassen wollen. Der Verfasser kann zu
gelungenen Werk, in dem sich klare Ausdrucksweise und
erung mit strenger Fassung des Inhalts vereinigen, nur beglück-
cht werden.

Koepecke

rgine, Louis, u. Coquand, R.: *Exécution du Béton
Précontraint.* 116 S. mit zahlreichen Bildern. Paris 1954,
Editions Eyrolles. Geh. 1350 Fr.

axis des Spannbetons“ dürfte die treffendste Übersetzung
nen Titel des Buches von Louis Bourguine sein. Der Verfasser
Professor an der Hochschule für Öffentliche Arbeiten. Das
ihm die Möglichkeit, von neutraler Warte die in Frankreich
uchlichen Vorspannverfahren (u. a. Freyssinet, Magnel-Blaton,
te-SNCF, Weinberg, Lossier, Coignet, Campenon-Bernard,

Boussiron, Roß, BBRV) aus mehreren Blickwinkeln zu beleuchten.
Außerdem verfügt M. Bourguine aber über eine reiche Unterneh-
merpraxis und das macht sein Buch besonders wertvoll.

Die Theorie des Spannbetons wird nicht behandelt. Dagegen
werden die für den planenden und entwerfenden Ingenieur und
für die Baustelle wichtigen Fragen knapp und klar dargestellt.
Nach einleitender Betrachtung der Eigenschaften der verschie-
denen Stoffe (Stahl, Zuschlagstoffe, Zement, Beton) gibt der Ver-
fasser in dem wohl bedeutendsten Abschnitt des ersten Teils (Vor-
bereitende Arbeiten) einen Überblick über die Frage der Wahl
des günstigsten Spannverfahrens, immer unter Hinweis auf die
Beachtung der für den Unternehmer wichtigen Wirtschaftlichkeits-
Faktoren.

Im zweiten Teil „Baustellenorganisation“ werden alle die Maß-
nahmen erläutert, die für einen Spannbetonbau auf der Baustelle
zu treffen sind. Hier wird auch die Mehrzahl der oben genannten
Spannverfahren kurz charakterisiert (darunter allerdings nicht ein
einziges deutsches Verfahren).

Fragen der Schalung werden gestreift. Eingehender wird über
die Herstellung, Verlegung und Verankerung der Spannplättchen
und über Reibungsverluste und Maßnahmen zu deren Verminde-
rung (die allerdings bei uns nicht unbekannt sind) berichtet. Beton-
einbringung und -verdichtung, Auspressen der Spannplättchen, Ein-
bringen von Fertigteilen sind Gegenstand einiger weiterer Ab-
schnitte dieses Teils.

Im dritten Kapitel geht der Verfasser auf die Bauüberwachung
ein (Würfeldruckversuche, Messungen am Bauwerk selbst).

Besonders wertvoll aber erscheint der letzte Teil des Buches
„Schätzung der Baukosten“ zu sein. Hier stellt der Verfasser die
verschiedenen Größen zusammen, die besonders bei Spannbeton-
bauten die Baukosten beeinflussen. Charakteristisch für Bourguine,
daß er dabei auch nicht darauf hinzuweisen vergißt, daß neben
den Kosten für die technischen Führungskräfte auf der Baustelle
auch die häufigere Hinzuziehung von Chefingenieuren aus der
Hauptverwaltung des Unternehmens berücksichtigt werden müsse.
Recht aufschlußreich sind die Anhaltspunkte über den Zeitauf-
wand für einzelne Arbeitsgänge bei einigen Spannverfahren.

Das Buch ist leicht faßlich geschrieben, so daß man seine Lek-
türe auch jüngeren deutschen Ingenieuren mit nur geringen Kennt-
nissen der französischen Sprache empfehlen kann. Sofern ihnen
die deutschen Fachausdrücke geläufig sind, werden sie kaum
Sprachschwierigkeiten beim Durcharbeiten dieses Buches haben.
Die guten Bilder und klaren Systemskizzen erleichtern das Ver-
ständnis.

In seinem Vorwort sagt mit echt französischer Brillanz der
Chefingenieur für Straßen- und Brückenwesen in Frankreich,
R. Coquand, vom Spannbeton, er sei die Bauart, die vom In-
genieur Kühnheit und Vorsicht verlangt, zwei Begriffe, die keinen
Gegensatz darstellten, der eine sei die Vorbedingung für den an-
deren. Etwas von diesen Worten schwingt in jedem Kapitel dieses
Buches mit.

Man kann sich der Überzeugung Coquands anschließen, daß der
Leser großen Nutzen aus dem Studium dieses Buches ziehen wird,
„das zur Verbreitung einer ebenso fruchtbaren wie brillanten
Technik beitragen wird.“

Misch

Rieh m, P., Dipl.-Ing.: *Grundzüge der Preisermittlung im Bau-
betrieb.* 4. erw. Auflage, 168 Seiten. Wiesbaden und Berlin 1954.
Bauverlag G. m. b. H. Geb. 7,50 DM.

Das Buch behandelt in klarer und übersichtlicher Form neben der
eigentlichen Preisermittlung auch die notwendigen Vorarbeiten, wie
die Berechnung der Einheitsmassen und die Aufstellung des Lei-
stungsverzeichnisses.

Unter Verwendung der sogenannten „Wiesbadener Bauform-
blätter“ werden sowohl das Umlageverfahren wie auch die Kal-
kulation mit vorausbestimmten Zuschlägen gezeigt, wobei vielfach
auf die Arbeiten von Opitz zurückgegriffen wird.

Allen, die sich erstmalig mit der Preisermittlung befassen, wird
besonders willkommen sein, daß die behandelten Verfahren an Hand
von ausführlichen Zahlenbeispielen aus dem Hoch- und Tiefbau
praktisch erläutert werden.

Lindner

M. J. Ricouard, *Coffrages Métalliques, Emploi-Applications.* 230 S.
mit 94 Bildern. Paris 1954, Editions Eyrolles. Geb. 1950 Fr.

Der Verfasser sieht die Verwendung der Stahlschalungen unter
dem Gesichtswinkel der Industrialisierung des Bauwesens und ist
der Auffassung, daß in einiger Zeit eine Unternehmung ohne Stahl-
schalung ebensowenig bestehen können wie derzeit ohne
Mischer. Als ausschlaggebend für diese Überlegenheit im Vergleich
zur Holzschalung wird folgendes angeführt:

1. Geringere Kosten für Abschreibung. Verfasser rechnet mit 200-
bis 500maligem Gebrauch der Einzelfafeln. Bereits nach 20 bis
60 Verwendungen ist jedoch der Abschreibungssatz einer Holz-
schalung erreicht.

2. Geringerer Aufwand für Löhne auf der Baustelle. Ersparnis an Transportkosten, da weniger an Schalfläche vorzuhalten ist. Eine Vergabe der Schalarbeit im Akkord ist bei Stahlschalung leichter möglich als bei Holz.
3. Geringerer Bedarf an Facharbeitern.
4. Bessere Fortpflanzung der Wirkung von Außenrüttlern, so daß deren Zahl etwa auf die Hälfte vermindert werden kann.

Diese einzelnen Fragen werden im Abschnitt über die Anwendungsbedingungen eingehend an Beispielen untersucht, wobei der Preis eines m^2 Holzschalung mit 8 Stundenlöhnen, derjenige eines m^2 Stahlschalung zu 35 Stundenlöhnen angenommen wird.

Der erste Abschnitt befaßt sich mit der Entwicklung der Stahlschalung und ihrer heutigen Technik. Formen für Fertigteile aus Beton werden nicht behandelt.

Als Regelabmessungen werden 0,5/0,5 bis 0,5/1,5 m empfohlen. Bei der billigsten und leichtesten Ausführung werden die Versteifungsrippen an den Plattenrändern gleich angeordnet, wodurch aber der Nachteil stärkerer Grate auf der Betonfläche entsteht, da die Bleche nicht scharfkantig gebogen werden können. Außerdem müssen meist noch Zwischenrippen angeschweißt werden, da man die Bleche nicht mehr als 20 bis 30 cm frei spannen kann. Die besseren Schaltafeln erhalten daher meist Rahmen aus L- oder U-Eisen, wobei man — wegen des dichten Anschlusses der Tafeln aneinander — die Bleche zweckmäßig den Rahmen um ein geringes Maß überragen läßt.

Die Tafeln werden untereinander sowie mit den Riegeln am zweckmäßigsten durch einfache oder doppelte Keile verbunden, da nur diese sich im rauen Baustellenbetrieb und bei der unvermeidlichen Verschmutzung durch Zementmörtel bewährt haben. Auch für die Verbindung der Riegel mit den Pfosten werden Keile in schraubzwingenartig geschlitzten Blechen vorgeschlagen.

Der Verfasser teilt die Stahlschalungen nach der Art, wie sie ersetzt werden, ein in

1. Schalungen mit unbestimmter Bewegungsrichtung, z. B. für Fertigteile, Maste, Blöcke für Uferbau;
2. Schalungen mit waagrechtter Bewegungsrichtung, z. B. für Straßen, Stollen, Leitungen, Schleusenrohre, Stützmauern;
3. Schalungen mit senkrechter Bewegungsrichtung, z. B. für Wände, Silos, Wasserschlösser, Talsperren, wobei er unterscheidet:
 - 3a) Versetzschalungen, bei denen zwei Schalungszonen abwechselnd aufeinandergesetzt werden;
 - 3b) Kletterschalungen mit nur einer Schalungszone, die bis zum Abbinden des Betons am Ort verbleibt und beim Höherücken auf besondere Vorrichtungen (Bolzen) abgesetzt wird;
 - 3c) Gleitschalungen, die laufend nach oben bewegt werden.

Weitere Kapitel beschäftigen sich mit den Entschalungsmitteln, der Innen- und Außenrüttlung sowie dem Einfluß außergewöhnlicher Klimaverhältnisse. Der Schalungsdruck des Betons wird eingehend behandelt und, mangels zutreffender Berechnungsverfahren, hierfür als oberer Grenzwert der hydrostatische Druck von 2 bis 3 m Beton mit rund 6 t/ m^2 angegeben.

Über die Hälfte des Buches nimmt die Beschreibung der einzelnen Anwendungsgebiete ein. Dabei werden Schalungen für Tiefbauarbeiten sehr ausführlich behandelt, während die Anwendungen im Hochbau und die damit zusammenhängenden Fragen nur in größeren Zügen beschrieben worden sind.

Das interessante Buch vermag auch dem Fachmann wertvolle Anregungen zu geben.

Franz

Handbuch des Bauwesens 1955 (Der Deutsche Baukalender vereinigt mit Baustofflexikon). 77. Jahrgang, 720 Seiten mit 290 Bildern. Stuttgart 1955, Deutscher Fachzeitschriften- und Fachbuch-Verlag GmbH. Geb. 14,90 DM.

Das Handbuch des Bauwesens 1955, auf den neuesten Stand gebracht, ist nicht nur für den Architekten, sondern auch für den Ingenieur des Hochbaues ein gutes Nachschlagewerk. In einem breiten Rahmen unterrichtet es über die verschiedensten Gebiete und Fragen des Bauwesens, besonders des Hochbaues. Soweit diese nicht behandelt werden, gibt das Handbuch wertvolle Hinweise.

Ein ausführliches Baustofflexikon und neu aufgenommenes Markenartikel-Register runden das nützliche Buch ab.

Hesse

Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 113. Gehler, W., u. Hütter, A.: Knickversuche mit Stahlbetonsäulen. Graf, O.: Festigkeit und Elastizität von Beton mit hoher Festigkeit. 68 S. mit zahlreichen Bildern u. Tafeln. Berlin 1954, Vertrieb durch Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 17,— DM.

Es wird über Knickversuche großen Umfanges berichtet, die in

Dresden in den Jahren 1940 bis 1942 und 1950 bis 1952 im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau durchgeführt wurden. Die Versuchsobjekte waren bügel- und spiralbewehrte Säulen mit Schlankheiten h_s/d zwischen 10 und 40, deren Beanspruchung allein aus Längskräften oder aus Längskräften quer zur Längsachse gerichtet, in halber Höhe angreifend, einzellastig bestand. Derartig umfassende Knickuntersuchungen an Stahlbetonsäulen scheinen bisher an anderer Stelle noch nicht vorgenommen worden zu sein, so daß die Fülle des nunmehr gewonnenen Materials im Verein mit anderweitigen Ergebnissen anderer Versuche, z. B. derjenigen an der Eidgenössischen Versuchsanstalt Zürich aus dem Anfang der dreißiger Jahre, einer eingehenderen Bearbeitung wert ist, als dies im vorliegenden Bericht möglich war. Dabei sollten auch die vielen theoretischen Arbeiten herangezogen werden, die im Laufe der letzten Jahrzehnte zum gleichen Thema erschienen sind [1] und über plastische Knicken der Stahlbetonsäulen viele tiefgehende Ergebnisse erbracht haben. Diese Synthese zwischen Versuchs- und Theorie sollte im vorliegenden Fall bald in Angriff genommen werden, um die Ergebnisse der Versuche voll auszuschöpfen.

Die kurze im vorliegenden Bericht dargestellte Auswertung der Versuche hat gezeigt, daß das in DIN 1045 festgelegte Berechnungsverfahren für mittig gedrückte Säulen eine ausreichende gleichmäßige Sicherheit gegen Knicken liefert, jedoch schwächer bei Säulen, die von Biegemomenten und Längskräften beansprucht und nach DIN 1045 bemessen werden, die Sicherheit erheblich und erreichen bei großen Schlankheiten nur Werte um 1,5 liegen.

Weitere Knickversuche, die den Einfluß der Verformungen des Gesamttragwerkes auf das Knickverhalten von Säulen klären sollen, werden z. Z. in Dresden durchgeführt.

Mit der Steigerung der Betongüten, vor allem als Folge der Entwicklung des Spannbetons, haben die Fragen über das Verhalten der Würfelfestigkeit zur Prismenfestigkeit, der Biegezugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls bei Beton hoher Festigkeit besonderes Interesse gewonnen. Der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton hat Stuttgart Versuche durchführen lassen, um die Ergebnisse früherer Untersuchungen, die zum größten Teil in älteren Berichten und Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton veröffentlicht worden sind, zu ergänzen. Die Ergebnisse bestätigen wesentlich die Festsetzungen, die bisher in die verschiedenen Bestimmungen aufgenommen worden sind. So gilt offenbar bei Beton mit Würfelfestigkeiten von 750 kg/cm² und darüber hinaus, daß die Prismenfestigkeit etwa $\frac{4}{5}$ der Würfelfestigkeit beträgt. Der Elastizitätsmodul steigt bekanntlich mit der Festigkeit und ist im übrigen stark von den Eigenschaften des Zuschlagstoffes abhängig.

Koepcke

[1] Siehe z. B. Habel A.: Die Tragfähigkeit der mittig belasteten Stahlbetonsäulen. B. u. St. 1953, S. 153 und Die Tragfähigkeit der ausmittig gedrückten Stahlbetonsäulen. B. u. St., S. 182.

Runge, Ilse D.: Fachwörterbuch für Architektur und Bauwesen (französisch-deutsch, deutsch-französisch). 477 S., Baden-Württemberg 1954, Werverlei GmbH., Geb. 25,— DM.

In einer Zeit, in der die technische Entwicklung in hohem Maße vom Erfahrungsaustausch über die nationalen Grenzen hinweg abhängig ist, werden Fachwörterbücher unentbehrlich. Die beiden großen Wörterbücher versagen hinsichtlich der Fachsprache.

Das vorliegende Wörterbuch ist in der Absicht entstanden, die ausdrückliche aller Einzelgebiete des Bauwesens in einem Band zusammenzufassen.

So werden die Baustoffe, Handwerke, Baugeräte, der Bau der Bauwerke, die Bauvergebung, Baugeschichte und die Grenzgebiete der Architektur wie Malerei, Plastik usw. behandelt. Das Buch ist, wie Referent erprobte, sehr gut brauchbar. Allerdings wäre es vorteilhaft gewesen, wenn sich die Bearbeiterin, eine Architektin, noch durch einen Bauingenieur hätte unterstützen lassen. Aus der Festigkeitslehre, der Statik, der Dynamik, aber auch der Akustik usw. sind nicht immer genau richtig (Schub, Schalen, Platten, Luftschall, Trittschall, Wärmedurchgangszahl usw.). Auch sind einzelne Abweichungen von den in der Bautechnik üblichen und z. T. genormten Ausdrücken (z. B. starke statt dicke Mauern) festzustellen. Diese kleinen Mängel können gelegentlich ausgemerzt werden und setzen den Wert der Arbeit nicht herab.

v. Halbe